

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-**

**DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE**

## **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

*En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique*

### **THEME DU PROJET :**

**ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE DU BARRAGE KISSIR  
(W.JIJEL)**

### **PRESENTE PAR :**

BENOUIS Rostom Aymen Kaddour

### **Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M A. HADJ SADOK	Maitre de conférences (A)	Président
M A. ZEROUAL	Maitre de conférences (B)	Examineur
M M. BOUZIANE	Maitre-Assistant (A)	Examineur
M E. OSMANI	Maitre-Assistant (A)	Examineur
M M.BENSALAH	Maitre de conférences (B)	Promoteur

**Session - 2018**

# Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect à tous ceux qui compte pour moi et ayant participé en ma réussite, spécialement :

Mes chers parents, aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.

Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices, bien que je ne vous en acquitterai jamais assez.

A la mémoire de mes grands-parents maternelle **houria** et **ali** et mon grand père paternel **kaddour** qui ont été toujours dans mon esprit et dans mon cœur, je vous dédie aujourd'hui ma réussite que Dieu le miséricordieux vous accueille dans son éternel paradis, et aussi ma grand-mère **khira** qui m'a accompagné par ses prières, puisse Dieu lui prêter longue vie et bcp de santé et de bonheur.

A mon frère Big-youyou qui était tjr mon meilleur appui et soutien.

A ma deuxième maman Fayzouza et Dodo et Nimo et mes chers oncles, tantes et a toute la famille Benouis et Mamouzi.

A mes cousins et cousines et bien sur Houria, Malek et Chaden et leur maman tata Assia.

A tous mes amis ( el complot , Ghoul , Makla , skitch , imeno , mahdi , hzaza , 19 sans exception, EPST, laid , Kamel , David , ayoub, amouchi ,nounou, housseem .....wlh ghir kayen bzf !!) .

A toute personne travaillant à l'ENSH dans le but de faire des étudiants d'aujourd'hui les ingénieurs élites de demain.

## ملخص :

تهدف هذه المذكرة إلى القيام بدراسة متغيرات حاجز مائي على مستوى واد كيسير الواقع بإقليم ولاية جيجل، بغية إنشاء سد مائي من أجل ضمان توفير متطلبات المياه للمنطقة المقدره بحوالي 68 مليون متر مكعب سنويا (مياه صالحة للشرب وسقي الأراضي الفلاحية).

بعد دراسة شاملة ومعمقة لمختلف الجوانب الجيولوجية، الهيدرولوجية والجيوتقنية، قمنا باختيار الاقتراح الأمثل للحاجز وفي النهاية التحقق من ثباته .

من أجل السير الحسن للأشغال قمنا بشرح معمق ودقيق لمختلف أطوار الإنجاز وكذا وجوب اتباع قواعد الأمن و السلامة.

## Résumé :

Dans ce travail, nous avons fait une étude des variantes de la digue du barrage Kissir sur l'Oued Kissir (Wilaya de Jijel) afin de réaliser un barrage, qui doit satisfaire des demandes estimées à 68 Mm<sup>3</sup> en eau pour l'alimentation en eau potable ainsi que pour l'irrigation des terres agricoles avoisinantes. Après une étude précise et complète des différentes étapes « géologique, géotechnique et hydrologique », nous avons choisi la variante la plus adaptée, puis implanté la digue. L'étude a été finalisée par une vérification de la stabilité de la digue. Pour la réalisation, nous recommandons de suivre les consignes citées dans les chapitres organisation de chantier et sécurité de travail afin d'assurer un bon déroulement des travaux.

## Abstract :

In this work, we made a study on wadi Kissir , city of Jijel. It consists of examining variations of Kissir dam embankment in order to supply the region with drinking water and irrigate the neighbouring agricultural lands with 68 M m<sup>3</sup>. After a precise and a complete study of the geological and hydrological and topographic stages, we choose the adopted alternative, we established the dam and checked its stability. For the realisation we gave an additional explanation containing the various steps of calculation.

# **SOMMAIRE**

## **CHAPITRE I : PRESENTATION DU SITE**

I.1	Introduction .....	3
I.2	Choix Du Site Du Barrage .....	3
I.3	Description Du Site Du Barrage .....	3
I.3.1	Localisation et accès.....	3
I.4	Topographie .....	5
I.5	Situation hydrographique du site du barrage de Kissir .....	6
I.5.1	Caractéristiques physiques et hydrographiques.....	6
I.6	Conclusion .....	7

## **CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE**

II. 1	Introduction.....	9
II.2	Contexte Géologique .....	9
II.2.1	Géologie régionale .....	9
II.2.2	Géologie du site .....	10
II.2.3	Structures et tectonique.....	12
II.2.4	Hydrogéologie .....	14
II.2.5	Aspects géologique de la fondation.....	14
II.3	Etude Geotechnique.....	15
II.3.1	Essais réalisés.....	15
II.3.2	Résultats des essais réalisés .....	17
II.4	Material De Construction.....	25
II.5	Sismicité .....	27
II.6	Conclusion .....	28

## **CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE**

III. 1	Introduction .....	40
III.2	Carracteristiques du bassin versant .....	40
III.3	Caractéristiques morphologique.....	41
III.3.1	Paramètres géométriques .....	41
III.3.2	Paramètres de forme .....	44
III.4	Hypsometrie du bassin versant.....	45
III.4.1	Le relief.....	45
III.5	Caractéristiques hydrographique du bassin .....	51

III.5.1	Réseau hydrographique .....	51
III.6	Caractéristiques climatologiques .....	56
III.6.1	Températures .....	56
III.6.2	Evaporation .....	57
III.6.3	Pluviométrie .....	58
III.6.4	Etudes des apports .....	72
III.7	Etudes des crues .....	81
III.7.1	Détermination des débits maximums fréquents .....	81
III.7.2	Hydrogrammes de crue.....	90
III.7.3	Choix de la crue de projet.....	93
III.8	Apports solides et estimation du volume mort .....	95
III.8.1	Apport solide en suspension .....	95
III.8.2	Calcul du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma$ .....	96
III.9	Régularisation des débits.....	99
III.9.1	Répartition mensuelle de l'apport 80% .....	100
III.9.2	Courbes «Hauteurs - Capacités - Surfaces» .....	100
III.9.3	Calcul du volume utile.....	102
III.9.4	Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes .....	102
III.9.5	Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes).....	104
III.10	Laminage des crues .....	107
III. 10.1	Méthode de Muskingum.....	108
III. 11	Etude d'optimisation.....	119
III. 11.1	La revanche .....	120
III.11.2	Tassement de la digue et fondations.....	121
III. 11.3	Largeur en crête.....	122
III.11.4	Calcul des coûts.....	123
III. 12	Conclusion .....	131

## **CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES**

IV.1	Introduction .....	134
------	--------------------	-----

IV.2 Le choix du site du barrage .....	134
IV.3 Le choix du type du barrage .....	135
IV.3.1 La morphologie de la vallée .....	135
IV.4 Les variantes à choisir .....	135
IV.4.1 Variante 1 : Barrage poids en BCR .....	136
IV.4.2 Variante 2 : Barrage en alluvions avec noyau d'argile.....	138
IV.4.3 Barrage en enrochement avec masque en béton.....	147
IV.5 Conclusion.....	149

## **CHAITRE V : ETUDE DETAILLE DE LA VARIANTE CHOISIT**

V.1 Introduction .....	150
V.2 La coupe type de barrage .....	150
V.2.1 La coupe type de barrage est composé de .....	150
V.2.2 Les dimensions de la variante choisie .....	150
V.3 Calcul des filtres .....	151
V.3.1 Règles générales de dimensionnement des filtres .....	151
V.3.2 Etude des infiltrations .....	153
V.4 Calcul de stabilité .....	157
V.4.1 Généralités sur la stabilité des barrages (Talus) .....	157
V.4.2 Conséquences de l'instabilité des talus.....	158
V.4.3 Ordre de calcul (Méthode de Fandeer) .....	159
V.4.4 Calcul des forces appliquées à chaque tranche.....	161
V.4.5 Classement des forces.....	162
V.4.6 Calcul du coefficient de sécurité par FELLENIUS pour les différents types de fonctionnement .....	163
V.5 Conclusion.....	164

## **CHAPITRE VI : ORGANISATION DE CHANTIER**

VI.1 Introduction .....	166
VI.2 Organisation technique et données préparatoires .....	166
VI.3 Les principaux intervenants sur chantier.....	167
VI.4 Travaux préparatoires et installation de chantier .....	168
VI.4.1 Agrégats .....	168

VI.4.2 Le Ciment et les aciers .....	169
VI.4.3 L'eau de gâchage.....	169
VI.4.4 Le Béton .....	169
VI.4.5 L'énergie électrique.....	170
VI.4.6 L'alimentation en eau potable .....	170
VI.4.7 L'alimentation en carburant .....	170
VI.5 Les moyens de chantier .....	171
VI.6 Planification .....	173
VI.6.1 Attribution des durées de chaque opération .....	173
VI.6.2 Délai de construction et programme des travaux .....	174
VI.6.3 Symboles des différentes opérations .....	174
VI.6.4 Techniques de la planification.....	175
• Chemin critique (C.C).....	176
VI.7 Devis estimatifs .....	178
VI.8 Conclusion.....	179

## **CHAPITRE VII : ETUDE DE L'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT (EIE)**

VII.1 Introduction .....	181
VII.2 Impact hydraulique de barrage .....	181
VII.2.1 Impact sur le débit .....	181
VII.2.2 Impact sur la charge sédimentaire .....	182
VII.2.3 Impact sur le profil longitudinal et le profil transversal .....	183
VII.3 Impact écologique .....	183
VII.3.1 En phase de réalisation .....	183
VII.4 Impact socio-économique .....	184
VII.5 Mesures pour minimiser les impacts négatifs éventuels .....	185
VII.6 Précautions lors des travaux .....	186
VII.6.1 Précautions vis-à-vis des personnels .....	186
VII.6.2 Précautions pendant la phase chantier .....	186
VII.7 Précautions par rapport au risque de rupture du barrage .....	187
VII.7.1 Pendant la phase d'étude .....	187
VII.7.2 En phase de réalisation (des travaux) .....	187
VII.7.3 En phase d'exploitation .....	188
VII.8 Conclusion .....	188

# **LISTE DES FIGURES**

## **CHAPITRE I : PRESENTATION DU SITE**

Figure I.1 : situation géographique de barrage de KISSIR (échelle 1/25 000).....	4
Figure I.2 : Image satellitaire de l'axe et de l'Oued du barrage de Kissir .....	5

## **CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE**

Figure II.1 : Plan de localisation des puits et tranchés.....	16
Figure I.2 : Carte de micro zonage sismique du territoire national selon le règlement.....	27

## **CHAPITRE III ETUDE HYDROLOGIQUE**

Figure III.01 Profil en long du cours d'eau principal d'oued Kissir.....	42
Figure III.02 Bassin Versant D'Oued KISSIR En Courbe de Niveau .....	43
Figure III.03 Rectangle équivalent bassin versant du barrage KISSIR .....	45
Tableau III. 1 Répartition des surfaces en fonction des altitudes dans le bassin versant ...	46
Figure III.04 Carte hypsométrique du bassin versant du barrage KISSIR.....	47
Figure III.05 Courbe hypsométrique du bassin versant du barrage KISSIR.....	48
Figure III.06 réseau hydrographique avec classification de schum du bassin versant.....	52
Figure III.07 Répartition mensuelle de la température .....	57
Figure III.08 Répartition mensuelle d'évaporation (Source : A.N.R.H).....	58
Figure III.09 Répartition mensuelle des précipitations .....	59
Figure III.10 Caractéristiques de la série des pluies maximales journalière.....	60
Figure III. 11 Représentation graphique de la loi de GUMBEL.....	64
Figure III. 12 Représentation graphique de la loi de GALTON .....	65
Figure III.13 pluies de courte durée .....	72
Figure III. 14 Intensité - durée - fréquence .....	72
Figure III.15 Représentation graphique de la loi normale (série des apports du site) .....	80
Figure III. 16 Répartition mensuelle des apports 80% de site de barrage.....	81
Figure III.17 Résultats d'ajustement de la série pluviométrique de jijel .....	87
Figure III.18 Graphe de la méthode de gradex .....	89
Figure III.19 Hydrogrammes des crues probables (SOKOLOVSKY) .....	93
Figure III.20 Courbe hauteur-surface-volume .....	102
Figure III.21 Laminage à travers un barrage.....	111
Figure III.22 Evacuateur à surface libre à entonnement frontal.....	112
Figure III.23 Modélisation de la courbe capacité- hauteur .....	114
Figure III.24 Modélisation de la courbe surface-hauteur.....	114
Figure III.25 Courbe caractéristique du barrage pour b=15 m .....	116
Figure III.26 Le cout de la digue, l'évacuateur et le total du barrage.....	131

Figure III.27 Hydrogrames des crues (entrant - sortant).....	131
--	-----

#### **CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES**

Figure IV-1 : Coupe type de la variante 1 -barrage en BCR .....	136
---	-----

Figure IV.02Digue Zonée avec noyau d'argile.....	139
--	-----

Figure IV.02Digue en enrochement avec masque en Beton.....	147
--	-----

CHAITRE V : ETUDE DETAILLE DE LA VARIANTE CHOISIT .....	2
---	---

Figure V-1 : Courbe de Casagrande pour la détermination du paramètre alpha.....	155
---	-----

Figure V-2 : Correction de la ligne de saturation avec le parement aval.....	155
--	-----

#### **CHAPITRE VI : ORGANISATION DE CHANTIER**

Figure VI-1 : Schéma de la relation entre les éléments de chantier.....	168
---	-----

# **LISTE DES TABLEAUX**

## CHAPITRE I : PRESENTATION DU SITE

Tableau I.1 : Coordonnées de l'axe de barrage (UTM) .....	4
---	---

## CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Tableau II.1 : Résultats de l'essai œdométrique .....	20
Tableau II.2 : Résultats de l'essai de cisaillement .....	20
Tableau II.3 : Résultats de l'essai des échantillons tirés des puits .....	21
Tableau II. 4 : Résultats de l'essai des échantillons tirés des tranchés .....	22
Tableau II.5 : Résultats de l'essai des échantillons tirés des sondages .....	24
Tableau II.6 : récapitulation des matériaux nécessaires et leur disponibilité .....	26

## CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III. 1 Répartition des surfaces en fonction des altitudes dans le bassin versant ...	46
Tableau III.2 Classification du relief .....	49
Tableau III.3 Longueurs des courbes de niveaux du bassin versant .....	50
Tableau III.4 : Classification O.R.S.T.O.M des types de relief .....	51
Tableau III.5 Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques .....	55
Tableau III.6 Répartition mensuelle des températures .....	56
Tableau III.7 Répartition mensuelle de l'évaporation .....	57
Tableau III.8 Station pluviométrique .....	58
Tableau III.9 Répartition des pluies moyennes mensuelles .....	58
Tableau III.10 Pluies maximales journalières de la station de JIJEL SECTEUR .....	59
Tableau III.11 Test de Wilcoxon .....	61
Tableau III. 12 Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL .....	63
Tableau III.13 Résultat de l'ajustement à la loi de GALTON .....	64
Tableau III.14 Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence .....	66
Tableau III.15 Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences .....	67
Tableau III.16 Récapitulatif de calcul des Apports moyen interannuel .....	75
Tableau III.17 Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station ; .....	75
Tableau III.18 Répartition mensuelle de l'apport moyen calculé dusite ; .....	75
Tableau III.19 Récapitulatif des résultats des coefficients des variations .....	78
Tableau III.20 Résultats de l'ajustement rapporté à la loi normal des apports .....	79
Tableau III.21 Répartition mensuelle de l'apport annuel de fréquence 80% .....	80
Tableau III.22 Récapitulatif des débits maxima de crue .....	84
Tableau III.23 Débits de pointe par la méthode GRADEX .....	89
Tableau III.24 Les valeurs des débits de pointe optées .....	89
Tableau III.25 Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue $\delta$ .....	90
Tableau III.26 Valeurs des débits de crues en fonction du temps .....	91

Tableau III.27	Crue de projet recommandée .....	93
Tableau III.28	Choix de la crue de projet .....	94
Tableau III.29	Déférentes valeurs de « a » .....	97
Tableau III.30	Les valeurs du volume mort en suspension.....	98
Tableau III.31	Répartition mensuelle de l'apport .....	100
Tableau III.32	Courbe topographiques et volumétriques .....	100
Tableau III.33	Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm <sup>3</sup> ) .....	103
Tableau III.34	Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm <sup>3</sup> ) .....	106
Tableau III.35	Valeurs de h et les plages de variation en période de crue.....	111
Tableau III.36	Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour b=15 m.....	114
Tableau III.37	Calcul de l'hydrogramme de sortie pour b=15 m .....	115
Tableau III.38	Hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties.....	117
Tableau III.39	Tableau récapitulatif des résultats de laminage .....	119
Tableau III.40	Résultats de calcul de la revanche.....	121
Tableau III.41	Résultats de calcul de la largeur en crête .....	123
Tableau III.42	Cout de la digue .....	124
Tableau III.43	Coût de déversoir .....	126
Tableau III.44	Coût de coursier .....	127
Tableau III.45	Coût du canal d'approche .....	128
Tableau III.46	Coût total du barrage.....	129
Tableau III.47	Résultats de l'étude d'optimisation.....	130
Tableau III.48	Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage .....	132

#### **CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES**

Tableau IV-1	: Estimation du coût de la digue de la variante 1 .....	138
Tableau IV-2	: Valeurs indicatives des pentes des talus.....	140
Tableau IV-3	: Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage.....	142
Tableau IV.4	: Epaisseur de l'enrochement et D <sub>50</sub> en fonction de la hauteur de la vague	144
Tableau IV.5	: Les caractéristiques géométriques de la section type sont les suivantes ...	145
Tableau IV.6	: Calcul du volume total de la digue .....	146
Tableau IV.7	: Calcul du volume du noyau en argile .....	146
Tableau IV.8	: Calcul du cout de la variante 02.....	146
Tableau IV.9	: Détail du calcul du volume total de la digue en enrochement.....	148
Tableau IV.10	: Détail du calcul du masque amont.....	148
Tableau IV.11	: Détail du calcul du cout de la variante 03.....	149

## **CHAITRE V : ETUDE DETAILLE DE LA VARIANTE CHOISIT**

Tableau V-1 : Calcule de la ligne de saturation .....	154
Tableau V-2 : Coefficient de stabilité admissible des talus .....	159
Tableau V-3: valeurs de K1 et K2 .....	159
Tableau V-4 : Coefficients de sécurité pour différents cas	164

## **CHAPITRE VI : ORGANISATION DE CHANTIER**

Tableau VI-1 : Pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats.....	168
Tableau VI.01 Symboles des opérations.....	174
Tableau VI.02 Les paramètres du réseau à nœuds.....	176
Tableau VI.05 Cout estimatif du barrage.....	178

# INTRODUCTION GENERALE

Un barrage est un ouvrage d'art construit en travers d'un cours d'eau et destiné à en réguler son débit et/ou à stocker de l'eau, notamment pour le contrôle des crues, l'irrigation, l'industrie, l'hydroélectricité, la pisciculture, une réserve d'eau potable, etc.

En Algérie, la construction de barrage a connu ces dernières années une forte croissance qui due essentiellement à la forte croissance démographique. A l'avenir l'état Algérienne prévoit une capacité de stockage de 17 Milliards de mètre cube par an, par la réalisation de 75 projets qui sont en étude de faisabilité et d'avant-projet détaillée. Parmi ces 75 projets la wilaya de JIJEL a bénéficié d'un projet de construction de barrage sur l'Oued □□□□□□ pour but de mobiliser les ressources naturelles du bassin de l'oued Kissir. Le barrage, avec un apport moyen annuel de 68 Hm<sup>3</sup> et une retenue de 58.6 Hm<sup>3</sup>, en vue de satisfaire les besoins en eau potables et industrielle de la région voisine. Ainsi que d'assurer la possibilité d'irrigation des plaines côtières de Jijel.

Le présent mémoire est organisé en sept chapitres qui seront répartie comme suit :

Nous commençons par la présentation du site, le chapitre suivant est l'étude géologique et géotechnique, afin de déterminer toutes les caractéristiques géotechniques du site, ensuite l'Etude hydrologique du bassin versant, pour déterminer les caractéristiques hydrologique, notamment le volume utile, les débits de crues pour les différentes périodes de retour et le débit de dimensionnement, et la largeur optimale du déversoir

On consacra un chapitre pour le choix de la variante technico-économique (étude des variantes de la digue). Une fois la variante choisie on effectuera une étude détaillée pour sa conception.

Un chapitre sera consacré à l'organisation de chantier et l'estimation de la durée du projet afin de réaliser le projet dans des délais courts et à moindres coût. Et un dernier chapitre de l'étude d'impact sur l'environnement .

**I. CHAPITRE I :**  
**PRESENTATION DU SITE**



### **III.1 INTRODUCTION**

Avant l'étude d'un aménagement hydraulique, il est essentiel d'avoir une bonne connaissance de la zone, en raison de faciliter plusieurs tâches, notamment les sorties sur terrain qui nécessitent la connaissance de la géographie de la région et l'accès aux sites pour pouvoir étudier tous les choix possibles, ainsi qu'examiner les conditions géologiques, topographique et hydrologiques du site.

### **III.2 CHOIX DU SITE DU BARRAGE**

Le choix de site d'un barrage est conditionné par les caractéristiques Topographiques, Morphologiques et Géologiques en plus de la disponibilité des matériaux ainsi que le régime des crues.

Parmi les critères déterminants le choix on citera les éléments suivants :

- Le Volume d'eau de la retenu ;
- L'apport autorise le remplissage de la retenue, en satisfaisant les besoins dont elle fait l'objet ;
- L'emplacement idéale, resserrement de la vallée et sur des appuis saines.
- La nature, résistance et perméabilité des fondations définissant le type de barrage et les précautions à prendre.

### **III.3 DESCRIPTION DU SITE DU BARRAGE**

#### **III.3.1 Localisation et accès**

Le barrage de KISSIR est situé approximativement à 14 km à l'Ouest de la ville de JIJEL et à 6km à l'Est de la localité d'EL AOUANA (ex-CAVALIO), en suivant la route nationale RN 43 (Jijel-Bejaia) (voir figure I.1).

L'axe du barrage se situe a moins de 1 km de la mer et à environ 300 m en amont à partir du nouveau pont routier sur l'oued KISSIR. (Voir Figure I.2).

Les coordonnées de référence du site représentées par l'axe du barrage sont conformées au système géodésique NORD - SAHARA et selon les coordonnées U.T.M. (Universal Transvert Mercator) sont :

**Tableau I.1** : Coordonnées de l'axe de barrage (UTM) :

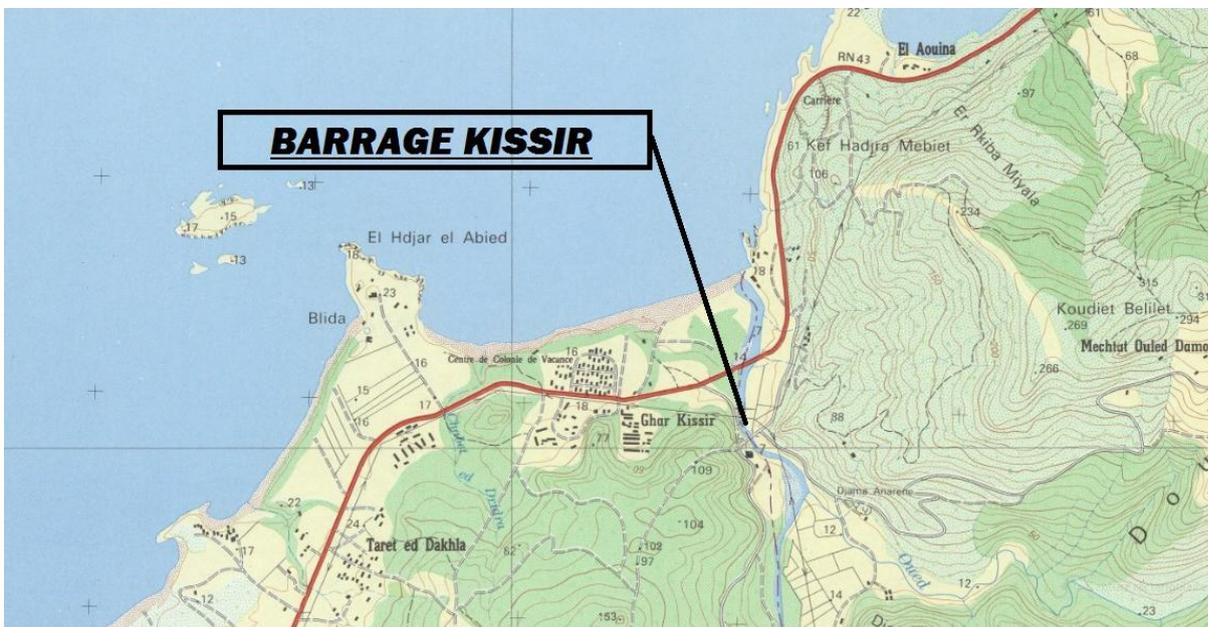
	Rive gauche	Rive droite
X	4.974.722,50	4.074.921,77
Y	738.975,99	739.269,63

Et les coordonnées Lambert sont les suivantes :

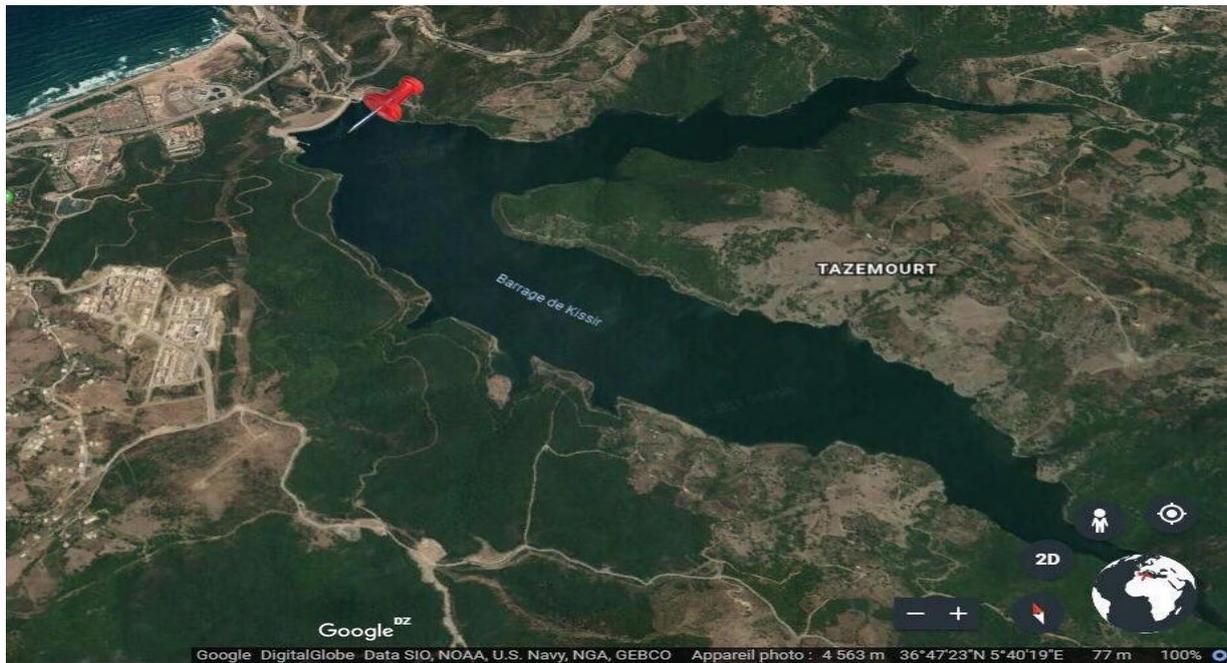
Latitude (Degrés) : 36° 47' 29'' N

Longitude (Degrés) : 5°40' 46'' E

Le réservoir du barrage se développera vers la direction SSE, le long de la vallée de l'oued KISSIR et vers l'Est, le long de la vallée de son affluent l'oued TAKIELT.



**Figure I.1** : situation géographique de barrage de KISSIR (échelle 1/25 000)



**Figure I.2 :** Image satellitaire de l'axe et de l'Oued du barrage de Kissir [Source : Gool Earth]

### III.4 TOPOGRAPHIE

Les levés topographiques ont été réalisés in situ, à l'échelle 1/1000 dans la région d'emplacement des ouvrages du barrage.

Le relief topographique du site est un étranglement assez accentué dont les flancs sont constitués de grands affleurements rocheux irréguliers. Dans cette gorge on trouve l'ancien pont et l'ancienne partie de la route N43. Sur la rive gauche il y a un ancien tunnel routier. Cette gorge est définie par une vallée encaissée d'une largeur de 100 — 150m environ et d'une longueur de 150m environ, après laquelle les rives ont une pente plus douce et la vallée s'ouvre en amont et en aval sur une largeur de 300m environ.

Le flanc gauche à une pente moyenne de 30 degrés et le flanc droit à une pente de 20 degrés environ. Le fond de la vallée est constitué d'une plaine alluvionnaire ou le lit du cours d'eau forme un méandre.

La détermination de la courbe surface-volume de la retenue a été obtenue par planimétrie des courbes de niveau à partir de la carte topographique à l'échelle 1/25 000 équidistantes de 10 m qui a servi également à dresser le plan d'ensemble du barrage et des ouvrages annexes.



### III.5 Situation hydrographique du site du barrage de Kissir

Le site du barrage KISSIR se situe à proximité de la route national N° 43, sur le tronçon qui va de Jijel à Cavallo, près de l'embouchure de l'Oued KISSIR (Mer Méditerranée).

L'Oued KISSIR prend source à une altitude de 1000 mètres et son cours est de 19 km jusqu'au site du barrage qui se trouve à une altitude d'environ de 0,0 m. Ses affluents principaux sont l'Oued Dekkara et l'Oued Bechar, ces deux cours d'eau se situent sur la rive gauche de l'Oued KISSIR. La pente des affluents est abrupte, elle est d'environ 120 m/km. L'Oued KISSIR a une pente moyenne de 90 m/km, à sa tête, dans le tronçon en amont de l'oued Bekkara, qui correspond à 4 km de son cours total. Sur le tronçon de 6 km, entre les Oueds Bekkara et Bechar sa pente moyenne est de 34 m/km. Dans le tronçon final de 9 km, jusqu'au site du barrage, la pente moyenne est de 12 m/km. L'Oued Takielt prend source à une altitude de 600 m et son cours est de 13 km jusqu'au site du barrage. Sa pente moyenne est de 33 m/km. 11 ne reçoit pas d'affluent de grande importance. La forme du bassin est rectangulaire, avec une largeur d'environ 6 km et une longueur de 18 km.

#### III.5.1 Caractéristiques physiques et hydrographiques

Les caractéristiques physiques et hydrographiques du bassin versant de l'Oued KISSIR sont estimés en utilisant la carte topographique à l'échelle 1/25 000.

Les résultats obtenus sont présentes ci-dessous :

• Surface du bassin versant	107,00 km <sup>2</sup>
• Altitude moyenne du bassin versant	513,00 m
• Longueur du talweg le plus long	19,00 km
• Largeur moyenne du bassin versant	5,63 km
• Pente moyenne du bassin versant	0,26 %
• Pente moyenne de l'oued KISSIR	5,26 %



### III.6 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons représenté le site du barrage de Kissir en présentant des données géographiques ainsi que son accès.

Dans le chapitre suivant, nous devons faire une étude géologique et géotechnique pour garantir le respect des conditions techniques du sol de la cuvette.

**II. CHAPITRE II : ETUDE**  
**GEOLOGIQUE ET**  
**GEOTECHNIQUE**

## **II.1 Introduction**

L'étude de dimensionnement du barrage doit être précédée par une bonne connaissance, avec une certaine précision, des facteurs géologiques, géotechniques et géophysiques du site par des investigations préliminaires qui seront complétés par des essais au laboratoire et d'autres in-situ.

## **II.2 Contexte Géologique**

### **II.2.1 Géologie régionale**

Les unités structurales existantes dans la région sont les suivantes :

- Le socle Kabyle ;
- Les Unités frontales ;
- Les Unités telliennes ;
- Les nappes supérieures.

**Le socle Kabyle** : Représente l'ensemble des terrains métamorphiques anciens, antétriasiques. Il est composé d'un substratum gneissique poly métamorphique, d'un complexe phylladique cambro-ordovicien. Des calcaires siluro-dévonien.

**Les Unités frontales** : Ce sont les unités schisteuses plus ou moins métamorphisées, engagées sous le socle Kabyle. Cet ensemble est dénommé unités infra-Kabyles ou unités externes à matériel volcano-sédimentaire. Elles-mêmes chevauchantes sur les zones telliennes.

**Les Unités telliennes** : C'est l'ensemble des nappes, en position structurale intérieure, ou avant pays para-autochtone. Elles sont caractérisées par des formations lacuneuses et a nombreuses discordances allant du lias au miocène.

**Les nappes supérieures** : Regroupant toutes les unités en position structurale haute (Supérieur) caractérisées par : soit des contacts cartographiques "plats" ou par des structures "plis découlement" de type gravitaire (disharmoniques).

## II.2.2 Géologie du site

### II.2.2.1 Lithologie

D'après les conclusions générales sur la géologie régionale, la vallée de l'oued KISSIR dans la zone de l'axe du barrage est creusée dans le compartiment structural supérieur en petite Kabylie occidentale, constituant des principales unités :

- Flysch dissocie : Albo-aptien a Eocène ;
- Flysch numidien : Oligocène terminal a Burdigalien.

Généralement, le massif rocheux est recouvert de dépôts colluvionnaires et alluvionnaires. Les conditions de la fondation présentées par le site sont caractérisées par l'hétérogénéité de la lithologie.

### II.2.2.2 Flysch dissocie : Albo-aptien a Eocène

Cette formation constitue le substratum sur l'axe et la plus grande partie de la fondation du barrage. Elle est composée essentiellement d'une alternance d'argilites et de grés.

#### Les argilites :

A l'affleurement, cette formation est pratiquement inexistante. Plus facilement recodable en Sundance, elle donne lieu à la constitution d'un soi argileux identifié par les sondages. Ce sont des argilites gréseuses et occasionnellement des argilites marneuses de couleur variable verdâtre, brunâtre, grisâtre ou noirâtre. Ces roches présentent localement une schistosité de direction parallèle au pendage (dans l'étude de faisabilité énoncée "sil stones"). Les argilites se rencontrent en couches centimétriques à décimétriques.

#### Les grés :

Le gré est le seul rocher qui affleure sur les deux appuis au niveau du site du barrage en couches décimétriques à métriques. Ils présentent une granulométrie variant de fine à moyenne, une couleur variable de blanchâtre à grisâtre et de jaunâtre à rougeâtre. Les faciès d'altération actuelle de ce type de roche sont généralement de couleur rougeâtre. La composition de la granulométrie des grés est quartzreuse et le ciment est principalement siliceux. Les grés présentent sur l'ensemble du site une intense fracturation ainsi qu'une impétreante altération.

Les limites entre des argilites et les grés sont difficilement discernables sur le terrain en raison de l'épaisseur du recouvrement et de la couverture végétale, ce qui rend mal aisée la

reconnaissance des lignes tectoniques. En général, au niveau du site du barrage, dans le coupe stratigraphique du flysch dissocié albo—aptien à éocène, les argilites prédominent sur les niveaux gréseux.

La molasse aquitano-serravallien, affleurant en hauts niveaux des versants, contient des bancs de grès à faciès numidien et des blocs du flysch dissocié, interprétés par les auteurs comme des olistolites isolées ou “remaniées”.

### II.2.2.3 Le flysch numidien

Cette formation est bien présentée en aval de quelques dizaines de mètres de la zone de l'axe du barrage. Un imposant massif gréseux affleure sur une grande superficie contrastant ainsi avec la "monotonie" de la formation du flysch dissocié en amont. Le contact entre les deux formations lithologiques est anormal et bien net. Il est marqué par un abrupt tourne vers l'amont vu que les couches gréseuses de grandes épaisseurs qui constituent le massif plongent fortement vers le Nord.

Le flysch numidien est composé de grès en bancs épais, massifs de 2 à 3 m d'épaisseur, constituant un ensemble de 140 à 150 m d'épaisseur. Ce sont des grès quartzeux. De teinte jaune blanc, rouille à l'altération, à granulométrie moyenne à grossière intercalés entre les bancs gréseux, apparaissent des niveaux argileux centimétriques à décimétriques de couleurs variées : rouge, noire (ou argiles vari colorées). Ces filons d'argiles sont bien visibles dans le tunnel routier creusé dans la rive gauche de l'oued KISSIR. On note aussi dans ce tunnel, la présence de 1 à 40 cm de diamètre remplis par des argiles noires.

Les grès numidien sont des roches consistantes et dures. C'est pourquoi, ils forment sur le relief des points rocheux très découpés, résistants aux agents d'érosion.

### II.2.2.4 Les colluvions

Les dépôts colluvionnaires qui recouvrent les versants sont très étendus sur toute la zone du site.

Provenant de l'altération superficielle des grès et des argilites, leur épaisseur est de 1,5 m sur la rive gauche, et les parties hautes de versants à 4 m sur la rive droite, et les parties basses à la limite de la plaine.

Ces colluvions sont constitués par des fragments de grès et d'argilites allant jusqu'à une échelle décimétrique, emballés dans une matrice argile sableuse.

Au pied du talus de l'affleurement rocheux, sur les deux appuis et en aval de l'axe, se sont accumulés des blocs de grès de taille variable parfois mêlés à des dépôts graveleux et argilo-sableux.

#### **II.2.2.5 Les alluvions**

Les dépôts alluvionnaires appartiennent au lit actuel et à la basse terrasse de l'oued KISSIR. D'après la granulométrie et la consistance ces matériaux sont constitués de graviers et cailloux avec une matrice sableuse ; sable fin à moyen avec présence de graviers et sable fin argileux à argile sableuse parfois à aspect vaseux.

L'alternance des trois types de dépôts alluvionnaires sur le coupe géologique, traversée par les sondages de reconnaissance, est irrégulière en profondeur ainsi qu'en aval et en amont de l'axe du barrage.

Les niveaux des graviers et cailloux avec une matrice sableuse sont traversés par tous les sondages avec une épaisseur maximale de 25 m. Ils sont constitués de grès fin, gris-jaunâtre, dur, avec un diamètre de 2 à 10 cm, prédominant  $\varnothing$  4-5 cm. La matrice est de sable fin à moyen, peu limoneux, gris jaunâtre (~ 50%).

Les niveaux sableux sont constitués de sable fin à moyen, gris jaunâtre, peu argileux avec présence de graviers (~ 20%). L'épaisseur maximale est de 13 m au niveau de l'axe.

Les dépôts de sable fin limoneux-argileux à argile limoneuse, grisâtre avec des traces de matières organiques, parfois à aspect vaseux sont intercalés en profondeur entre les deux formations précédentes, avec une épaisseur de 5 m (au niveau de l'axe) à 13 m en aval du pont de l'oued KISSIR.

L'épaisseur maximale des matériaux alluvionnaires au niveau de l'axe du barrage est de 31,70 m et de 47,50 m en aval du site de barrage.

Les alluvions sont totalement saturées et moyennement compactées.

#### **II.2.3 Structures et tectonique**

La structure de la zone de KISSIR est complexe. Elle est la conséquence de plusieurs déformations liées à plusieurs phases tectoniques. Cette zone appartient au domaine des nappes supérieures de l'édifice structural de la Petite Kabylie occidentale.



### II.2.3.1 Stratification

Les formations géologiques au niveau du site constituent un anticlinal d'axe voisin de la direction Est-Ouest (N 10°E), dont le cœur est occupé par une alternance d'argilites et des grés labo aptiens du flysch dissocié.

Le flanc Sud de l'anticlinal est visible sur le terrain où les couches plongent de 70° à 80° et subvertira vers le SSE avec une direction variante de N 70°E à 95°E. A cette position, les bancs de grés sont coupés perpendiculairement par la direction locale de la vallée. Les couches continuent vers le Sud, elles sont plissées en un synclinal, dont le cœur est occupé par molasse "aquitano- serravallien" et les alluvions.

Le flanc Nord de l'anticlinal n'est pas visible sur le terrain à cause des dépôts quaternaires qui recouvrent les talus. En plus, les grés numidiens perturbent la structure géologique en cet endroit. Quelques mesures dans la zone du flanc Nord montrent que les couches plongent de 60 à 75° vers le NNW avec une direction de N 70°E.

La nappe numidienne reposée contact anormal sur le flysch dissocié. Cette nappe est représentée par des grés en bancs métriques qui plongent de 65° à 85° vers le NNW, avec une direction moyenne variante entre N 70°E à N 90°E.

### II.2.3.2 Tectonique cassante

**Fractures :** Dans la zone du barrage on peut observer une orientation constante de l'altitude des principales fractures selon la direction : N 75°E, 75°N qui correspond à la stratification de la nappe numidienne et aux familles de fractures principales :

- F1 - (la première) direction NE (N 40° à N 50°)
- F2 - (la seconde) NW (N 320° à N 330°)

Le pendage des principales familles de fractures varie entre 40 degrés et subvertical.

La fracturation est affectée à l'échelle centimétrique et décimétrique par de nombreux micro plissement qui définissent sur les surfaces de stratification des plans de cisaillement en particulier au niveau des argilites.

D'extensions métriques, les fractures ont une ouverture de quelques millimètres à 5 cm en surface. Localement dans la zone des affleurements des gros bancs de grés numidien, en aval de l'axe du barrage, ces ouvertures peuvent être de l'ordre du mètre. Généralement ces ouvertures se referment en profondeur.

**Failles :** La campagne de reconnaissance géologique permet de mettre en évidence l'existence d'une faille ou zone de broyage dans la zone centrale du barrage. La faille mise en évidence est principalement de la direction subparallèle à l'oued KISSIR et appartient à la seconde famille (F2) de Fracturation.

Cette faille a été indiquée par les prospections géophysique lors de la campagne de l'étude de faisabilité et a été confirmée par les sondages de reconnaissance SK 9, SK 14 et SR 19, réalisées au stade de l'étude de l'APD. Pas une faille de la première famille (F1) de fracturation n'a pas été observée dans la zone du site.

#### **II.2.4 Hydrogéologie**

Dans la zone du site, la nappe aquifère de la formation géologique miocène présente un écoulement vers la rivière et vers la mer.

Sur les deux rives, la ligne piézométrique est subparallèle au versant d'une profondeur de 7,90 (SR 4) à 15,60 m (SK 2) et sa pente est de l'ordre de  $1 V/6 H$  pour la rive gauche et de l'ordre de  $1 V/2,5 H$  pour la rive droite.

Dans la plaine le niveau phréatique présente des variations importantes entre la période humide et la période sèche. Lors de la réalisation des travaux de reconnaissance (été 1993) le niveau d'eau a été mesuré à la cote 0,40 : 0,50 m.

La nappe aquifère de surface doit être limitée en profondeur par la fermeture des discontinuités et latéralement par la présence des argilites qui doivent probablement donner lieu à une subdivision de cette nappe aquifère en plusieurs nappes isolées.

#### **II.2.5 Aspects géologique de la fondation**

En général, l'aspect géologique de la zone du site du barrage est complexe à cause de l'hétérogénéité des formations géologiques, de la fracturation intense et le plissement du substratum, en plus les dépôts colluvionnaires et alluvionnaires recouvrent presque la totalité de la zone. L'ensemble de ces éléments aura une influence sur les caractéristiques de déformabilité et de perméabilité de la fondation.

### II.2.5.1 Altération et décompression

Les observations faites dans les sondages et les résultats des prospections géophysiques (l'étude de faisabilité) tendent à confirmer que la profondeur d'altération est importante. L'action physique et chimique des agents atmosphériques est particulièrement importante et atteint de grandes épaisseurs en raison de la fracturation et de la forte humidité de la région. En profondeur, on peut distinguer trois zones principales d'altération :

**ZONE A** : Roche ayant subi une altération profonde de la matrice, à cause de la présence d'oxyde dans la masse le long des discontinuités, La structure est encore visible. La transformation de la roche très altérée en sol résiduel est variable, principalement dans les argilites qui se désagrègent facilement en cette phase d'altération. La limite de cette zone sur l'axe du barrage en profondeur atteinte de 6 a 8 m pour la rive gauche et de 8 a 12 m pour la rive droite Cette zone inclue les groupes suivantes d'après les normes internationales de classification de l'altération: III - VI.

**ZONE B** : Roche ayant subi une altération superficielle de la matrice rocheuse par cause de la présence d'oxyde essentiellement le long des discontinuités. La limite de cette zone en profondeur se situe entre 12 m (SK 5) et 34m (SK 11).Elle inclue les groupes I et II.

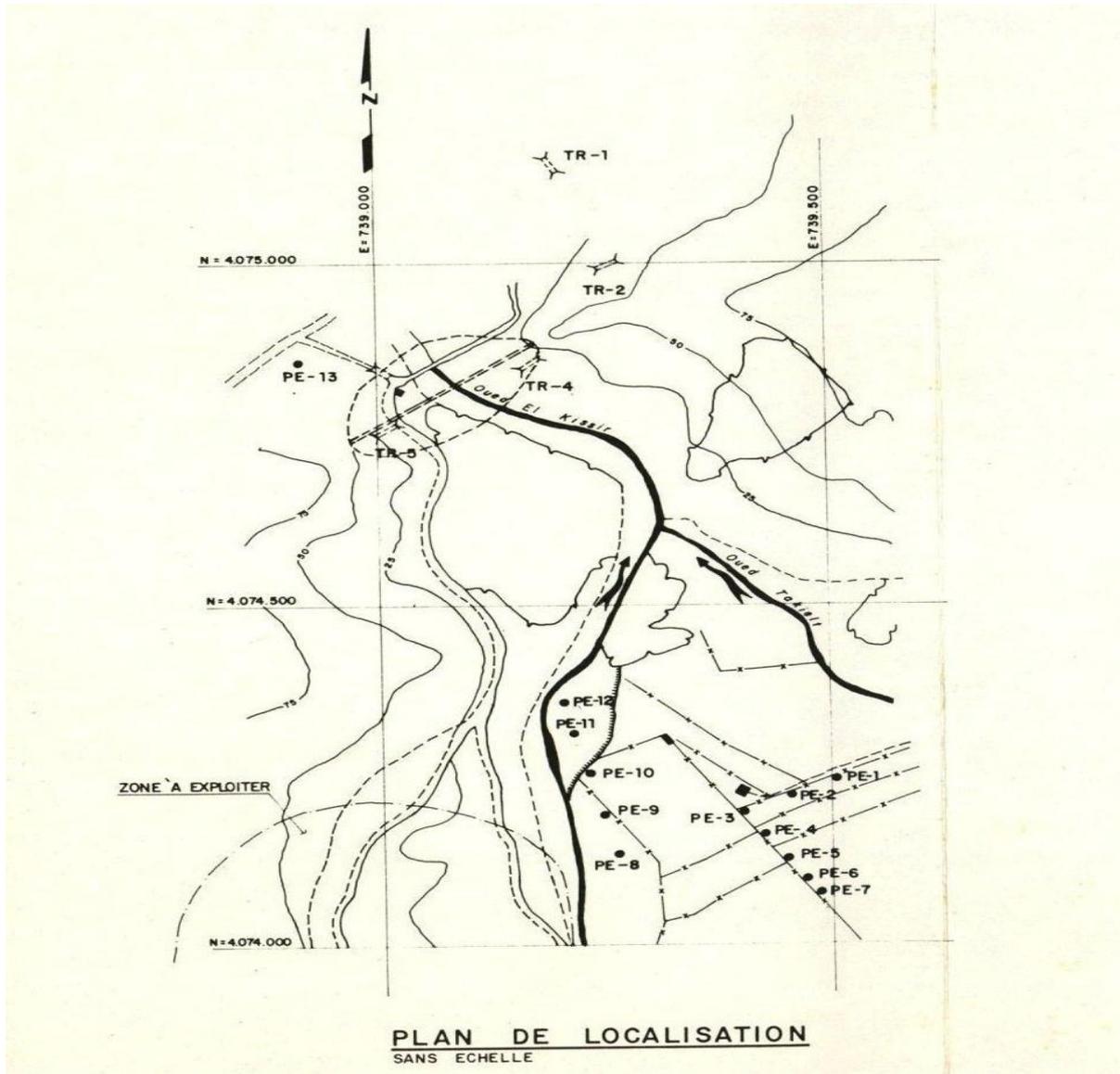
**ZONE C** : Matrice saine, mais roche intensément a moyennement fracturée. La zone de transition entre ces trois zones d'altération est graduelle.

Généralement, d'après l'analyse des phénomènes d'altération et de décompression, on remarque que les terrains les plus altères sont localises environ sur les 12 premiers mètres. Il faut donc tenir compte de leur observation pendant la réalisation de la fondation de la digue et des ouvrages annexes, car l'altérabilité influe d'une manière défavorable sur les caractéristiques mécaniques des roches.

## II.3 ETUDE GEOTECHNIQUE

### II.3.1 Essais réalisés

Pour permettre l'investigation des matériaux contenus dans la zone d'emprunt et dans la fondation du barrage, treize puits (PE1 à PE13) ont été exécutés dans la zone d'emprunt, et quatre tranchées (TR1, TR2, TR4 et TR5) ont été ouvertes dans la zone du barrage. Les profils et leurs localisations se trouvent représentés sur les plans au-dessous.



**Figure II.1** : Plan de localisation des puits et tranchés

Sept sondages rotatifs à la profondeur qui varie de 30.00 à 41.50 m ont été réalisés dans la zone proche à l'axe analysé pour le barrage. Simultanément aux sondages, des essais STP (standard penetration test) ont été exécutés ainsi que 58 essais de pénétration et de perte d'eau, pour le calcul de la perméabilité.

De chaque puits et tranchée on a extrait des échantillons qui ont été soumis aux essais suivants :

### Essais in-situ :

Simultanément aux sondages, des essais STP (standard penetration test) ont été exécutés ainsi que 58 essais de pénétration et de perte d'eau, pour le calcul de la perméabilité.

### Essais en laboratoire :

- Limites d'Atterberg ( $\omega_L$  et IP).
- Analyse de la granulométrie avec sédimentation.
- Essais Proctor Normal ( $\Upsilon_{d_{max}}$  et  $\omega_{opt}$ ) pour les matériaux de la zone d'emprunt.
- Essai à l'odomètre.
- Essai au cisaillement à la boîte de Casagrande (UU).

## II.3.2 Résultats des essais réalisés

### II.3.2.1 Zone d'Emprunt

Les échantillons retirés des puits (PE) de la zone d'emprunt, se caractérisent par la présence de :

- Sable fin argileux et limoneux, constaté dans les échantillons des puits PE1, PE2, PE4 et PE5 dont les résultats moyens sont :

#### ➤ Granulométrie

- 47% de sable fin
- 31% d'argile
- 16% de limon
- 6% de sable gros

#### ➤ Plasticité

$\omega_L = 37\%$  et  $IP = 19\%$

#### ➤ Caractéristiques optimales

$\Upsilon_{d_{max}} = 1,70 \text{ gf/cm}$  et  $\omega_{opt} = 17\%$

- cisaillement à la boîte de Casagrande (UU) -échantillon PE-2/2,00 m

$$\tau = 0,35 + B \operatorname{tg} 25^\circ \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

- Sable gros à fin avec limon et argile, peu graveleux ; échantillon des puits PE-6 (jusqu'à 2,0 m) et PE-7 dont les caractéristiques moyennes sont les suivantes :

- granulométrie

- 49% de sable gros.
- 25% de sable fin.
- 18% de limon et argile.
- 5% de graviers.
- 3% de cailloux.

- plasticité

$$\omega_L = 26\% \text{ et } IP = 9\%$$

- Caractéristiques optimales

$$\gamma_{d_{\max}} = 1,74 \text{ gf/cm}^3 \text{ et } \omega_{\text{opt}} = 12\%$$

- Cailloux de diamètres différents, échantillons des puits PE-8 à PE12. En raison de la granulométrie de ce matériau, les essais géotechniques en laboratoire n'ont pas été programmés.

### II.3.2.2 Fondation du Barrage

La fondation du barrage se constitue de sols alluvionnaires et colluvionnaires, Le sol alluvionnaire (sable fin argileux, limoneux, graveleux) possède les caractéristiques moyennes suivantes :

➤ granulométrie

- 47% de sable fin
- 28% d'argile
- 15% de limon
- 7% de sable gros
- 3% de graviers et de blocs

➤ plasticité

$\omega_L = 42\%$  et  $IP = 20\%$

➤ consolidation - échantillon TR4/2,00 m - en bloc

$P_a = 1,10 \text{ kgf/cm}^2$ ;  $C_c = 0,314 \text{ cm}^2/\text{kgf}$  et  $C_e = 0,024 \text{ cm}^2/\text{kgf}$

➤ cisaillement à la boîte de Casagrande (UU) - échantillon TR-4/2,00 m - en bloc

$$\tau = C + B \text{ tg } \phi \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$\tau = 0,55 + B \text{ tg } 20^\circ \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

- Pour le sol colluvionnaire (argile sablonneuse limoneuse) on peut observer les caractéristiques moyennes suivantes :

➤ Granulométrie

- 62% d'argile ;
- 19% de sable fin à gros ;
- 14% de limon ;
- 5% de graviers ;

➤ plasticité

$\omega_L = 60\%$  et  $IP = 32\%$

➤ consolidation -TR-4/1,00 m – en bloc

$P_a = 1,60 \text{ kgf/cm}^2$ ;  $C_c = 0,130 \text{ cm}^2/\text{kgf}$  et  $C_e = 0,048 \text{ cm}^2/\text{kgf}$

Sur cet échantillon, deux essais de perméabilité (Lefranc) ont été réalisés pendant la phase de l'essai aux pressions premièrement de  $2,55 \text{ kgf/cm}^2$  et deuxièmes de  $4,61 \text{ kgf/cm}^2$ , obtenant des valeurs de l'ordre de  $3,0 \cdot 10^{-8} \text{ cm/s}$ .

➤ Cisaillement à la boîte de Casagrande (UU) -échantillon TR-4/1,00 m en bloc

$$\tau = 1,40 + B \text{ tg } 13^\circ \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

**Récapitulation :****Tableau II.2 :** Résultats de l'essai œdométrique

CONSOLIDATION OEDOMETRIQUE	TR-4 / EN BLOC		PE-2
	1,00m	2,00m	2,00m
Pa (kgf/cm <sup>2</sup> )	1,60	1,10	1,80
Cc (cm <sup>2</sup> / kgf)	0,130	0,314	0,225
Ce (cm <sup>2</sup> / kgf)	0,048	0,024	0,020
K (cm/s)	3,0 10 <sup>-8</sup>		

**Tableau II.2 :** Résultats de l'essai de cisaillement

ECHANTILLON	ESSAIS DE CISAILLEMENT A LA BOITE (UU)
TR-4/1,00 m-EB BLOC	$\tau = 1.40 + \sigma \text{ tg } 13^\circ$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
TR-4/2,00 m-EB BLOC	$\tau = 0.55 + \sigma \text{ tg } 20^\circ$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
PE-2/2,00m	$\tau = 0,35 + \sigma \text{ tg } 25^\circ$ (kgf/cm <sup>2</sup> )

Tableau II.3 : Résultats de l'essai des échantillons tirés des tranchés :

ECHANTILLON		LIMITES D'ATTERBERG			GRANULOMETRIE						PROCTOR NORMAL	
TRANCHES OU PUIITS	PROF (m)	$\omega_L$ (%)	$\omega_p$ (%)	IP (%)	CAILLOUX	GRAVIERS	SABLE GROS	SABLE FIN	LIMON	ARGILE	$\gamma_{d_{max}}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\omega_{opt}$ (%)
<b>TR-1</b>	1.00	45.5	20.3	25.2	-	5	21	27	10	37	-	-
	2.00	50.4	22.0	28.4	7	8	23	23	9	30	-	-
	3.00	46.0	18.1	27.9	11	9	26	16	8	30	-	-
<b>TR-2</b>	1.00	79.0	33.2	39.8	-	8	10	14	5	63	-	-
	2.00	48.0	23.8	24.2	-	4	4	9	23	60	-	-
<b>TR-4</b>	1.00	60.0	26.6	33.4	-	-	1	45	15	39	-	-
	2.00	34.0	20.2	13.8	-	2	8	40	18	32	-	-
	3.00	32.5	19.4	13.1	-	8	11	56	12	13	-	-
<b>TR-5</b>	1.00	-	-	-	20	23	27	16	7	7	-	-



Tableau II. 4 : Résultats de l'essai des échantillons tirés des puits :

ECHANTILLON		LIMITES D'ATTERBERG			GRANULOMETRIE						PROCTOR NORMAL	
TRANCHES OU PUIITS	PROF (m)	$\omega_L$ (%)	$\omega_p$ (%)	IP (%)	CAILLOUX	GRAVIERS	SABLE GROS	SABLE FIN	LIMON	ARGILE	$\gamma_{d_{max}}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\omega_{opt}$ (%)
<b>PE-1</b>	1.00	41.0	20.2	20.8	-	-	9	42	14	35	1.750	15.2
	2.00	52.5	19.7	32.8	-	-	9	38	19	34	1.629	19.7
	3.00	31.0	17.8	13.2	-	-	2	52	14	32	1.745	17.4
<b>PE-2</b>	1.00	30.2	14.3	15.9	-	-	13	45	14	28	1.750	14.9
	2.00	42.8	19.6	23.3	-	-	2	42	21	35	1.605	18.0
	3.00	30.5	15.9	14.6	-	-	1	67	13	19	1.753	16.2
<b>PE-3</b>	1.00	33.8	18.7	15.1	-	3	61	19	7	10	1.678	15.5
	2.00	28.5	18.6	9.9	8	22	44	13	5	8	-	-
	3.00	32.5	17.9	14.4	33	29	29	4	3	2	-	-
<b>PE-4</b>	1.00	35.3	17.5	17.8	-	-	10	46	14	30	1.693	17.3
	2.00	36.7	17.8	18.9	-	-	1	49	20	30	1.667	17.2

Suite tableau II. 4 : Résultats de l'essai des échantillons tirés des puits :

ECHANTILLON		LIMITES D'ATTERBERG			GRANULOMETRIE						PROCTOR NORMAL	
TRANCHES OU PUIITS	PROF (m)	$\omega_L$ (%)	$\omega_p$ (%)	IP (%)	CAILLOUX	GRAVIERS	SABLE GROS	SABLE FIN	LIMON	ARGILE	$\gamma_{d_{max}}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\omega_{opt}$ (%)
<b>PE-5</b>	1.00	34.4	17.9	16.5	-	-	5	53	14	28	1.700	15.5
	2.00	33.6	17.7	15.9	-	-	9	38	15	38	1.701	15.3
<b>PE-6</b>	1.00	27.0	18.2	8.8	7	9	58	16	4	6	1.612	11.4
<b>PE-7</b>	1.00	24.3	14.4	9.9	-	1	40	34	5	20	1.864	12.9
<b>PE-13</b>	1.00	33.0	15.0	18.0	-	6	50	14	6	24	1.693	17.0
	2.00	25.4	15.3	10.1	-	13	30	12	9	36	1.762	14.8



Tableau II.5 : Résultats de l'essai des échantillons tirés des sondages, des puits et des tranchés

Type de dépôts	Nature du sol	Poids spécifique	Densité apparente	Densité apparente	Poids spécifique	Teneur en eau	Limites d'atterberg				Essais Proctor			Essais œnométrique			Essais de cisaillement				Essais triaxiaux						module de déformation	Capacité de la portance	Coefficient de perméabilité			
							Limite de	Limite de plasticité	Indice de plasticité	consistance	Densité apparente sèche	Teneur en eau opt	porosité	Pression de	Densité de compression	Coefficient de gonflement	UU		CU		UU		CU		CU+U							
																	Angle de frottement	cohésion	Angle de frottement	cohésion	Angle de frottement	cohésion	Angle de frottement	cohésion	Angle de frottement	cohésion						
-	-	$\gamma_s$	$\gamma$	$\gamma_d$	W	n	W <sub>L</sub>	W <sub>P</sub>	I <sub>P</sub>	I <sub>C</sub>	$\gamma_{dmax}$	W <sub>OPT</sub>	n	P <sub>C</sub>	C <sub>C</sub>	C <sub>g</sub>	$\Phi_{UU}$	C <sub>UU</sub>	$\Phi_{UU}$	C <sub>UU</sub>	$\Phi_{UU}$	C <sub>UU</sub>	$\Phi_{UU}$	C <sub>UU</sub>	$\Phi_{UU}$	C <sub>UU</sub>	$\Phi'$	C'	$\zeta_e$	Re	K	
-	-	g/c m <sup>3</sup>	g/c m <sup>3</sup>	g/c m <sup>3</sup>	%	%	%	%	%	%	g/c m <sup>3</sup>	%	%	Kg/cm <sup>2</sup>	-	-	deg ré	Kg/cm <sup>2</sup>	deg ré	Kg/cm <sup>2</sup>	deg ré	Kg/cm <sup>2</sup>	deg ré	Kg/cm <sup>2</sup>	deg ré	Kg/cm <sup>2</sup>	deg ré	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	
colluvion	Fragment de grès dans une matrice argileuse brunâtre	-	2.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	180	2.0	5.10 <sup>-4</sup>
alluvion	Gravier et cailloux (Ø2-10) avec de sable fin à moyen	2.67	-	1.8	-	0.33	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	220	3.0	8.10 <sup>-3</sup>
	Sable fin à moyen peut argileux à présence de graviers	2.62	-	1.85	-	0.30	33	19	14	0.93	-	-	-	-	-	-	-	-	26	0.10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	150	2.5	5.10 <sup>-3</sup>
	Sable fin argileux à argile sableuse à aspect vaseux	2.62	-	1.65	-	0.37	34	20	14	0.96	-	-	-	1.4	1.8	0.035	13	0.13	23	0.25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	180	1.8	2.10 <sup>-3</sup>
substratum	Grès à grains fins à moyennes mi-dur à dur, fracture	2.58	-	2.45	-	5.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	30	0.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	25000	10.1	2.10 <sup>-3</sup>
	Argilite et alternance d'argilite et de grès, mi-dur, fracture	2.71	-	2.50	-	8.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	26	0.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10000	6.0	1,8 10 <sup>-4</sup>
Matériaux de construction	Argile	2.56	-	-	16.5	-	41.1	20.9	20.2	1.23	1.78	15	31	4.00	0.155	0.030	11.5	0.7	16.5	0.475	2.5	0.395	10	0.575	16.33	0.485	200	2.5	5.10 <sup>-4</sup>			
														3.20	0.153	0.037	9	0.670	14	0.450	1.08	0.465	12	0.430	17.50	0.380						
	Alluvions grossiers	2.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.95	-	25	-	-	-	-	-	34	-	-	-	-	-	-	-	-	500	4.0	> 10 <sup>-2</sup>	
Enrochement (grés)	2.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.90	-	27	-	-	-	-	-	36	-	-	-	-	-	-	-	-	1200	6.0	> 10 <sup>-2</sup>		



## **II.4 MATERIAUX DE CONSTRUCTION**

L'ensemble des résultats des essais géotechniques obtenus en laboratoire permet de conclure que :

- La zone d'emprunt investiguée se caractérise par la présence de trois matériaux qui sont :
  - sable fin argileux et limoneux, matériau recommandable en raison de ses caractéristiques géotechniques, pour la construction du noyau de la digue.
  - sable gros à fin avec limon et argile, peu graveleux qui est indiqué dû à ses caractéristiques géotechniques, pour la construction des filtres et des transitions de la digue, après avoir subi un traitement préventif.
  - cailloux de diamètres différents, recommandés pour la construction des recharges amont et aval de la digue du barrage.
- La fondation du barrage sur les rives droite et gauche jusqu'à 3,5 m de profondeur se compose de sols alluvionnaires et colluvionnaires, où prédomine respectivement du sable fin argileux. Limoneux, avec des blocs et d'argile sablonneuse limoneuse.

D'après les observations "in situ" on rencontre dans cette zone des matériaux limoneux argileux adéquats pour la construction du noyau et des raccordements (transition); ces matériaux sont parfois mélangés avec des couches de graviers qui ont des épaisseurs de quelques dizaines de centimètres jusqu'à 1,5 mètre.

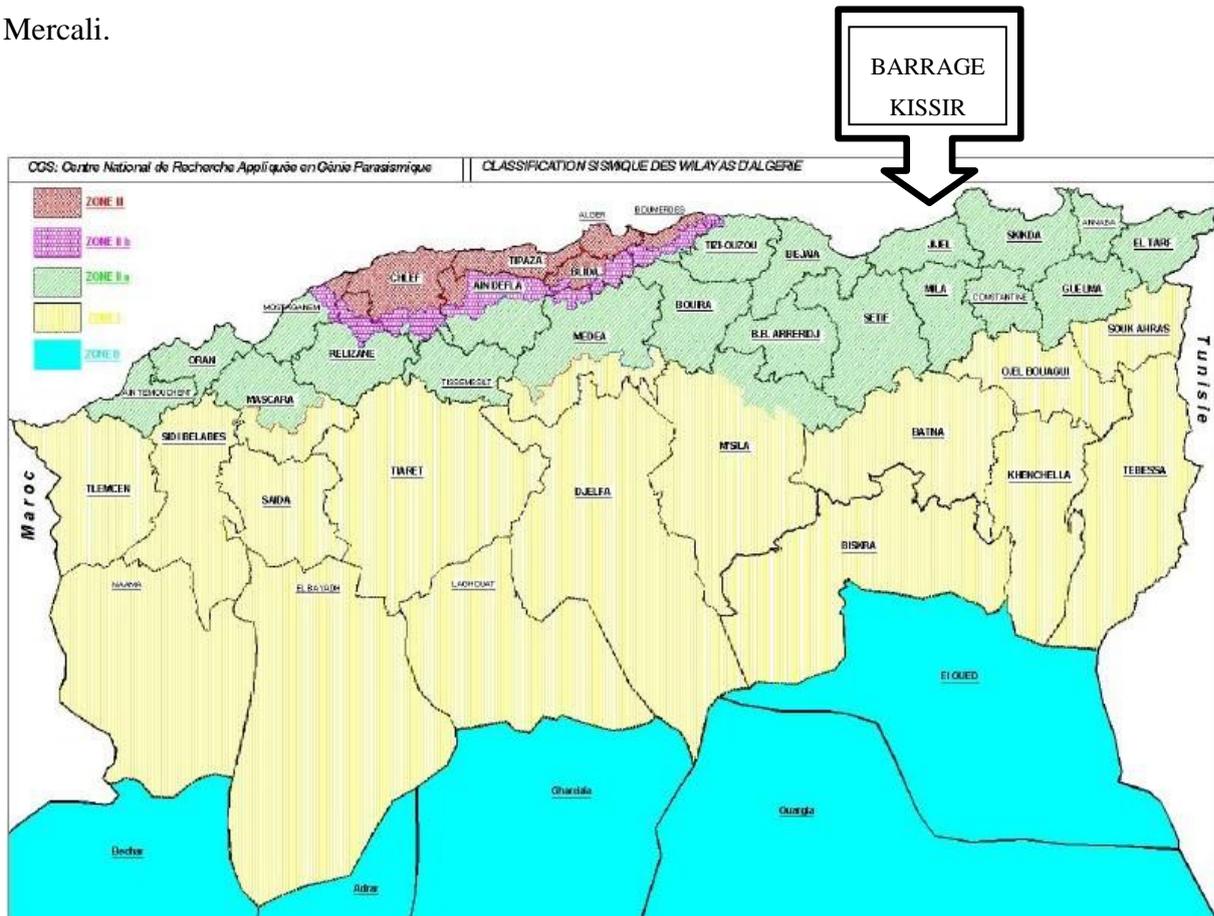
**Tableau II.6** : récapitulation des matériaux nécessaires et leur disponibilité

Application	Type	Volume nécessaire (m <sup>3</sup> )	Disponibilité
<b>Recharge</b>	Graviers	1150000	Volume suffisant dans les dépôts alluvionnaires des oueds
<b>Noyau et tranché</b>	Argile	215000	12000 m <sup>3</sup> dans la zone d'emprunt investiguée -La différence pourra s'obtenir des investigations dans les colluvions des talus de la rive gauche de l'oued kissir, qui se trouvent de un à deux Km en amont de l'axe du barrage
<b>Riprap</b>	Roche	48000	Volume suffisant
<b>Filtre et transition</b>	Sable et gravier	27000	20000 m <sup>3</sup> dans la zone d'emprunt investiguée -La différence pourra s'obtenir facilement sur l'étendue de la zone d'emprunt

Source ANBT

## II.5 Sismicité

Le site du barrage KISSIR est situé dans la zone «II-a» selon le règlement parasismique Algérienne (RPA99/2003) voir la figure I.2. Ce dernier est caractérisé par une moyenne activité sismique correspondant à une intensité égale à VII selon l'échelle de Mercalli.



**Figure I.2 :** Carte de micro zonage sismique du territoire national selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99/Version 2003)

Le barrage KISSIR est classée selon son importance dans le groupe d'usage 1B (voir le tableau I.6) cette classification en plus de la zone sismique nous permet de prendre une valeur de coefficient d'accélération de zone égale à 0.20 (une accélération de 0.20g)

**Tableau I.6 :** Coefficients d'accélération de zone (RPA99/ 2003) ref (d'après le tableau4-1 de RPA99/2003 :

Groupe	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0,15	0,25	0,30	0,40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0,12	0,20	0,25	0,30	Ouvrages de grande importance
2	0,10	0,15	0,20	0,25	Ouvrages courants
3	0,07	0,10	0,14	0,18	Ouvrages de faible importance

Il y a lieu par ailleurs de souligner que le barrage KISSIR sera édifié sur une fondation formée d'un tapis alluvial volumineux composée d'éléments très fins renfermant des formations de nature sableux et silteux toujours saturés. Cette fondation peut être sujette au phénomène de liquéfaction qui en présence des séismes peut toucher la stabilité de l'ouvrage. Par conséquent l'évaluation du potentiel de liquéfaction de ce type de sol devient une tâche très importante pour assurer la stabilité et le bon fonctionnement de l'ouvrage.

## **II.6 Conclusion :**

L'analyse des résultats des essais géotechniques in situ et en laboratoire confirment le risque éventuel de liquéfaction des matériaux alluvionnaires au—dessous du corps de la digue, qui est causé probablement par la présence des séismes de forte magnitude.

En conclusion, il faut noter qu'afin d'assurer la stabilité de la fondation au niveau de la zone centrale de la digue, on devra prévoir une amélioration par traitement, des dépôts alluvionnaires, adéquat des conditions géologiques et géotechniques de la fondation.

**III. CHAPITRE III : ETUDE**  
**HYDROLOGIQUE**



### **III.1 Introduction**

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines. C'est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et a pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau.

Les études hydrologiques réalisées du barrage KISSIR ont eu comme objectif la pré-dimension du volume du réservoir et des éléments hydrauliques de décharge et de dérivation. Les études développées pour la caractérisation climatique du site, les analyses du régime des débits moyens, qui sont nécessaires pour l'obtention de la courbe de la régularisation, et les définitions des débits maximums pour le calcul de ouvrages d'une part de la dérivation des eaux, et d'autre part de la sécurité du barrage sont ci-après relatées dans les prochains chapitres.

#### **Obtention des données :**

La phase initiale des travaux correspondus à l'obtention des données auprès des organismes responsables en Algérie (ANBT, ENHYD, ANRH), on a obtenu la carte planimétrique du bassin hydrographique à l'échelle 1/25000 couvre la zone inondable du réservoir, elle a été utilisée pour l'obtention de la courbe cote-surface-volume du réservoir et pour le calcul du fetch effectif, après avoir obtenus les résultats des levés topographiques réalisé dans la cuvette à l'échelle 1/5000. Ainsi que les données fluviométriques et pluviométriques journalières.

### **III.2 Carracteristiques du bassin versant**

Le site prévu pour le barrage KISSIR se situe aux proximités de la route N° 43, sur le tronçon qui va de Jijel à Cavallo, près de l'embouchure de l'Oued KISSIR (Mer Méditerranée).

L'Oued KISSIR prend source à une altitude de 1000 mètres et son cours est de 19 km jusqu'au site du barrage, qui se trouve à une altitude d'environ de 0,0 m. Ses affluents principaux sont l'Oued Dekkara et l'Oued Bechar, ces deux cours d'eau se situent sur la rive gauche de l'Oued KISSIR. La pente des affluents est abrupte, elle est d'environ 120 m/km.



L'Oued KISSIR a une pente moyenne de 90 m/km, à sa tête, dans le tronçon en amont de l'oued Bekkara, qui correspond à 4 km de son cours total. Sur le tronçon de 6 km, entre les Oueds Bekkara et Bechar sa pente moyenne est de 34 m/km. Dans le tronçon final de 9 km, jusqu'au site du barrage, la pente moyenne est de 12 m/km. L'Oued Takielt prend source à une altitude de 600 m et son cours est de 13 km jusqu'au site du barrage. Sa pente moyenne est de 33 m/km. Il ne reçoit pas d'affluent de grande importance. La forme du bassin est rectangulaire, avec une largeur d'environ 6 km et une longueur de 18 km.

Les travaux sous cités sont effectués sur des cartes MNT N36E005/006 et N35E005/006, ces cartes permettent de délimiter le bassin versant de l'oued KISSIR en passant par les lignes de partage des eaux et les crêtes, en utilisant le logiciel ArcGis 10.2.

### **III.3 Caractéristiques morphologique :**

#### **III.3.1 Paramètres géométriques :**

##### **III.3.1.1 Surface du bassin versant :**

La superficie du bassin hydrographique est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant a été donnée par plan métrage et elle est de :

$$S = 106.47 \text{ Km}^2$$

Les cours d'eau principaux sont : l'Oued KISSIR, qui draine une surface de 83 km<sup>2</sup> et l'Oued TAKIELT qui draine 23 km<sup>2</sup>. Ces deux cours d'eau courent en direction Sud-Nord.

##### **III.3.1.2 Périmètre du bassin versant :**

Le périmètre est obtenu par curvimétrage et il est :

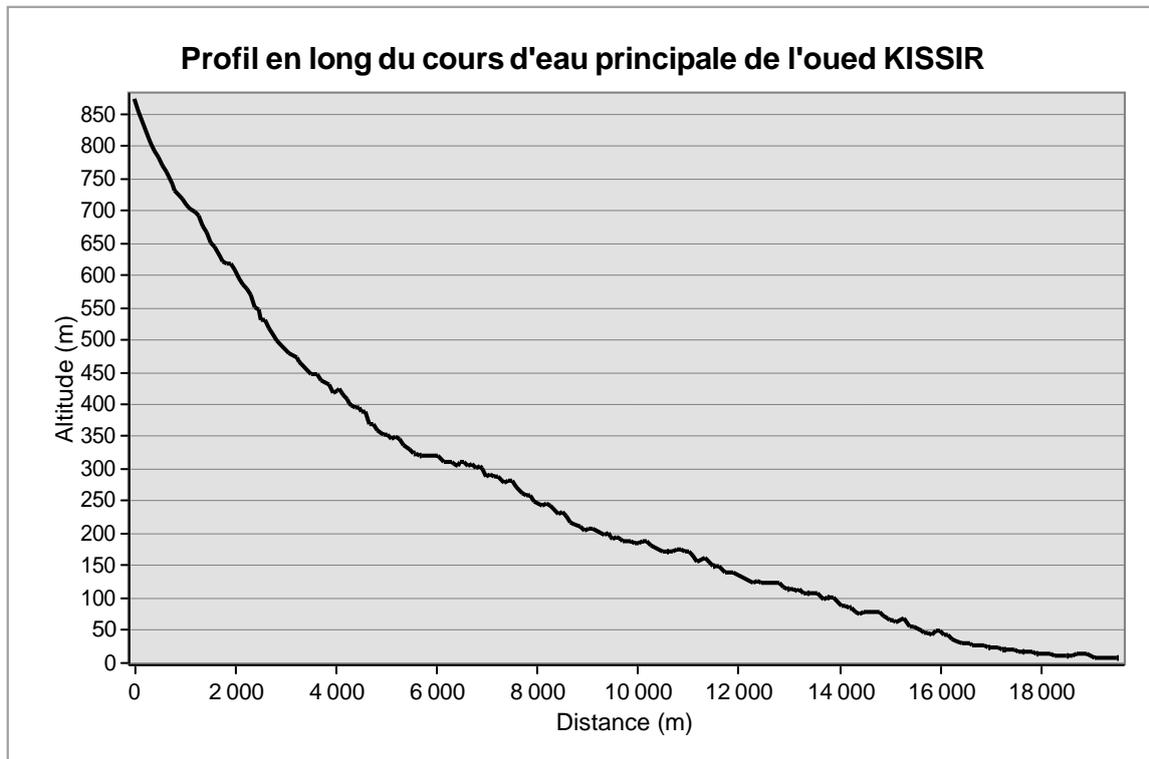
$$P = 50.82 \text{ Km}$$

##### **III.3.1.3 Longueur du talweg principal :**

C'est le talweg le plus long curvimétrage et il est de :

$$L_{cp} = 19 \text{ Km}$$

### III.3.1.4 Profil longitudinal d'oued KISSIR :



**Figure III.01** Profil en long du cours d'eau principal d'oued Kissir.

## Répartition des courbes de niveau dans le bassin versant



Figure III.02 Bassin Versant D'Oued KISSIR En Courbe de Niveau



**III.3.2 Paramètres de forme :**

**III.3.2.1 Indice de compacité (GRAVELIUS):**

Cet indice caractérise la forme du bassin versant (allongé ou ramassé).

$$K_c = \frac{P^2}{S} \dots\dots\dots(III.1)$$

P: périmètre du bassin versant.

S: surface du bassin versant.

$$K_c = 1.38$$

Si  $K_c \leq 1,28 \Rightarrow$  bassin ramassé

Si  $K_c > 1,28 \Rightarrow$  bassin allongé

Selon la valeur de  $K_c$  ( $K_c > 1$ ) on peut dire que notre bassin est allongé.

**III.3.2.2 Coefficient d'allongement :**

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$K_p = L^2/S \dots\dots\dots(III.2)$$

L : la longueur du talweg principal  $L = 19 \text{ Km}$

S : la superficie du bassin versant.  $S = 106.47 \text{ Km}^2$

$$P = 50.82 \text{ Km}$$

Plus  $K_p$  est grand, plus le bassin versant est allongé, plus le temps de concentration est grand et plus la crue est moins violente, c'est le cas de notre bassin

**III.3.2.3 Rectangle équivalent :**

C'est la transformation du bassin versant en un rectangle de longueur L et de largeur l en gardant la même surface que le bassin versant, ceci permet la comparaison entre les bassins versant. La longueur est donnée par la formule

$$L = \frac{P}{2} \left[ \sqrt{\frac{P^2}{S}} + \left( \frac{P^2}{S} - 1 \right) \right] \dots\dots\dots(III.3)$$

La largeur est donnée par la formule:  $l = \frac{S}{L} \dots\dots\dots(III.4)$

$$L = 19.89 \text{ Km}$$

$$l = 5.353 \text{ Km}$$

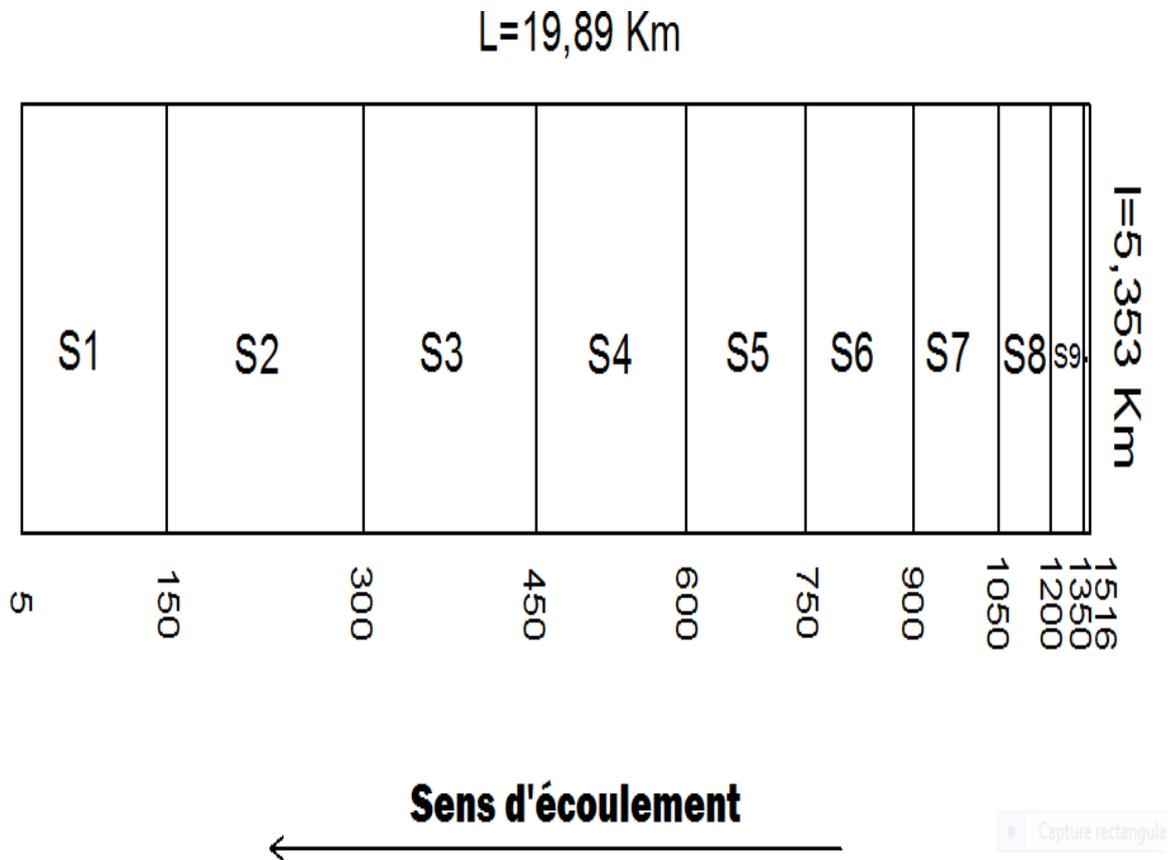


Figure III.03 Rectangle équivalent bassin versant du barrage KISSIR

### III.4 Hypsometrie du bassin versant

#### III.4.1 Le relief

##### III.4.1.1 Répartition et courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du bassin versant par tranche d'altitude, et surfaces partielles. Cette courbe fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief elle représente aussi la répartition des surfaces partielles du bassin versant en fonction leurs altitudes. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de

l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage. La détermination de notre courbe hypsométrique a été réalisée à l'aide d'un logiciel ArcGis. A partir des résultats des calculs de la répartition du bassin versant par tranches d'altitudes. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau III.1 et la figure III.04.

**Tableau III.1 Répartition des surfaces en fonction des altitudes dans le bassin versant**

Altitude	S <sub>i</sub>	H <sub>i</sub>	S <sub>i</sub>	S <sub>i cum</sub>
(m)	(km <sup>2</sup> )	(m)	(%)	(%)
<b>1350-1516</b>	0.66	160	0.62	0.62
<b>1200-1350</b>	3.1	150	2.92	3.54
<b>1050-1200</b>	5.2	150	4.89	8.43
<b>900-1050</b>	8.6	150	8.04	16.47
<b>750-900</b>	10.69	150	10.06	26.53
<b>600-750</b>	11.96	150	11.24	37.77
<b>450-600</b>	15.02	100	14.13	51.9
<b>300-450</b>	17.22	150	16.2	68.1
<b>150-300</b>	19.65	150	18.49	86.59
<b>5-150</b>	14.3	145	13.41	100

### Carte hypsométrique du bassin versant

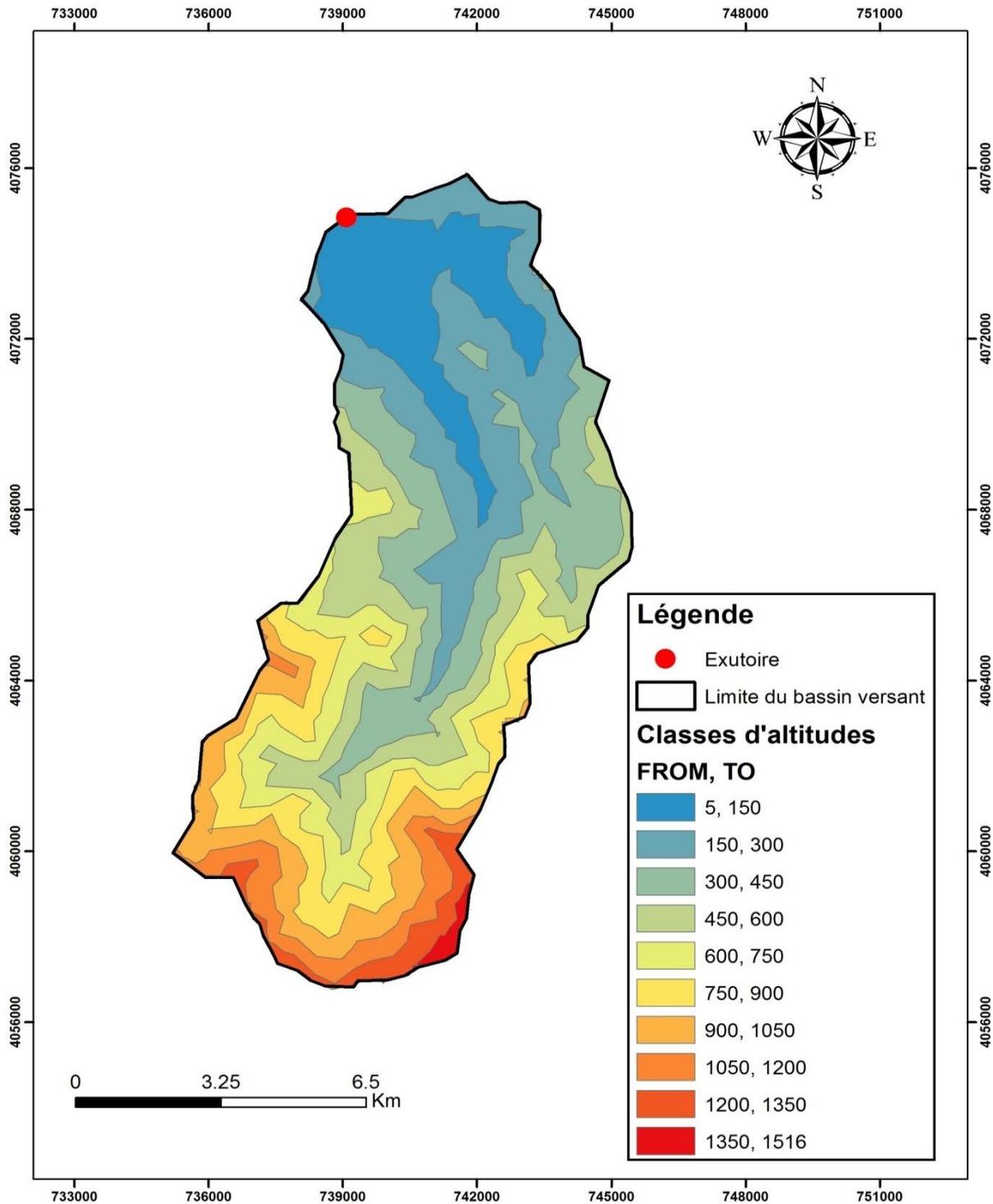


Figure III.04 Carte hypsométrique du bassin versant du barrage KISSIR

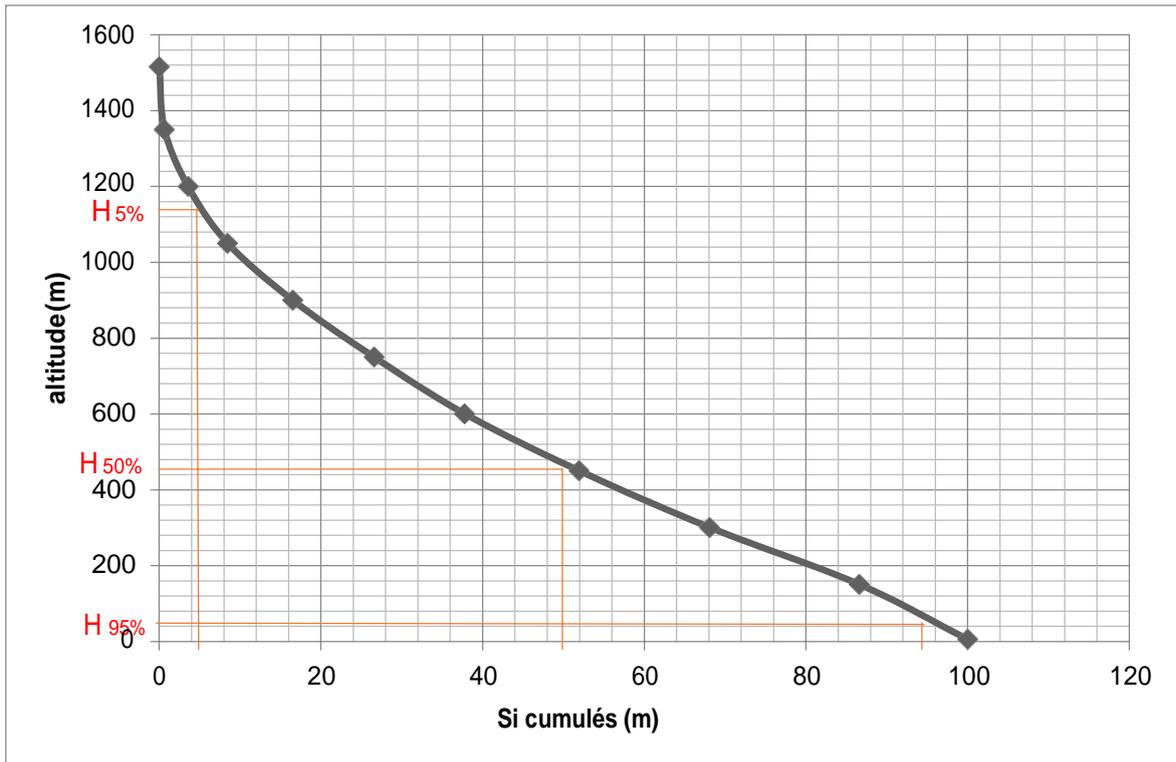


Figure III.05 Courbe hypsométrique du bassin versant du barrage KISSIR

**III.4.1.2 Détermination des altitudes caractéristiques (H<sub>max</sub> ; H<sub>min</sub> ; H<sub>50%</sub> ; H<sub>95%</sub> ; H<sub>5%</sub> ; H<sub>moy</sub>)**

D'après la topographie et la courbe hypsométrique :

- L'altitude maximale H<sub>max</sub> H<sub>max</sub> = 1516 m
- L'altitude minimale H<sub>min</sub> H<sub>min</sub> = 5 m

D'après la courbe ci-dessous on peut déterminer :

- L'altitude médiane H<sub>50%</sub> H<sub>50%</sub> = 475 m
- L'altitude à 95% de la surface H<sub>95%</sub> H<sub>95%</sub> = 55 m
- L'altitude à 5% de la surface H<sub>5%</sub> H<sub>5%</sub> = 1150 m
- L'altitude moyenne H<sub>moy</sub> par la formule H<sub>moy</sub> = 455.6 m

suiivante

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n H_i \cdot S_i}{\sum_{i=1}^n S_i} \dots\dots\dots (III.5)$$



**III.4.1.3 Calcul des indices de pente :**

**a) Indice de pente global  $I_g$**

Cet indice représente la pente de 90% de la surface du bassin versant comprise entre les altitudes correspondantes aux (5 et 95)%. Les altitudes sont lues sur la courbe hypsométrique.

$$I_g = \frac{D}{L_r} = \frac{H_{95\%} - H_{5\%}}{L_r} \dots\dots\dots (III.6)$$

Avec

D : Dénivelé entre  $H_{5\%}$  et  $H_{95\%}$  (km)

$L_r$  : Longueur du rectangle équivalent (km)

$$I_g = \frac{(1150-55)}{19,89} \rightarrow I_g = 55.05 \text{ m/km} \rightarrow I_g = 0.05505 \%$$

**Tableau III.2 Classification du relief**

<b>R1</b>	<b>Relief très faible</b>	$I_g < 0,002$	<b>R4</b>	<b>Relief modéré</b>	$0,01 < I_g < 0,02$
<b>R2</b>	<b>Relief faible</b>	$0,002 < I_g < 0,005$	<b>R5</b>	<b>Relief assez fort</b>	$0,02 < I_g < 0,05$
<b>R3</b>	<b>Relief assez faible</b>	$< 0,005 < I_g < 0,01$	<b>R6</b>	<b>Relief fort</b>	$0,05 < I_g < 0,1$

Source : TOUAIBIA, 2001

D’après le tableau ci-dessus et la valeur de la pente globale trouvée, le relief de notre bassin versant appartient à la classe R6 qui représente un relief fort.

**b) Indice de pente de roche  $I_p$**

$$I_p = \frac{1}{L_r} \left[ \sum_{i=1}^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \right] \dots\dots\dots (III.7)$$

Avec :

$L_r$  : Longueur du rectangle équivalent (m)

$S_i$  : Surface partielle entre deux courbes de niveaux successives (%)

$H_i$   $H_{i-1}$  : côtes des courbes de niveaux consécutives (m)

$$I_p = 0.0000$$

**c) Indice de pente moyenne du bassin  $I_m$**

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne



indication sur le temps de parcours du ruissellement direct et donc du temps de concentration  $T_c$ .

$$T_c = \frac{\Delta H (\frac{L_1}{100} + \frac{L_2}{100} + \dots + \frac{L_n}{100})}{S} \dots\dots\dots (III.8)$$

$$\rightarrow T_c = \frac{100(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{163437472}$$

Avec

$\Delta H$  : Dénivelé (m)

$L_i$  : Longueur de courbe de niveau d'ordre « i » (m)

$S$  : Surface du bassin versant (m<sup>2</sup>)

**Tableau III.3 Longueurs des courbes de niveaux du bassin versant**

H (m)	L (m)	H (m)	L (m)
100	25370.11	800	25295.38
200	29824.14	900	21474.3
300	31067.76	1000	18634.04
400	29501.34	1100	12529.79
500	31351.2	1200	11501.34
600	29476	1300	4353.4
700	26978.4	1400	1580.63
		1500	332.96

$$I = \frac{\Delta H}{L}$$

→ L'indice de pente moyenne est fort, ainsi on a un écoulement moyen.

**III.4.1.4 Dénivelé spécifique  $D_s$**

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tous les bassins versant de déférant surface. Cet indice permet de donner une comparaison un peu plus poussée entre les bassins de point de vue relief.



**Tableau III.4 : Classification O.R.S.T.O.M des types de relief**

Relief	Ds(m)
Très faible	Ds<10
Faible	10<Ds<25
Assez faible	25<Ds<50
Modéré	50<Ds<100
Assez modéré	100<Ds<250
Fort	250<Ds<500
Très fort	Ds>500

$$D_s = 0.05505 \sqrt{106466567.74} \dots\dots\dots (III.9)$$

$$D_s = 0.05505 \sqrt{106466567.74}$$

$D_s = 0.5811 \text{ km}$

**Conclusion :**

Le relief de notre bassin versant est Très fort selon la classification O.R.S.T.O.M.

**III.5 Caractéristiques hydrographique du bassin**

**III.5.1 Réseau hydrographique**

**III.5.1.1 Densité de drainage  $D_d$**

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots (III.10)$$

$$D_d = \frac{299.27}{106.46656774}$$

$D_d = 0.0028 \text{ km}^2/\text{km}^2$

➔ La densité de drainage est faible, cela est expliqué par une faible répartition de chevelure hydrographique.

Avec

- $\sum L_i$  : Longueur de tous les talwegs (km)
- S : Superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>)

### Réseau hydrographique du bassin versant avec classification de schum

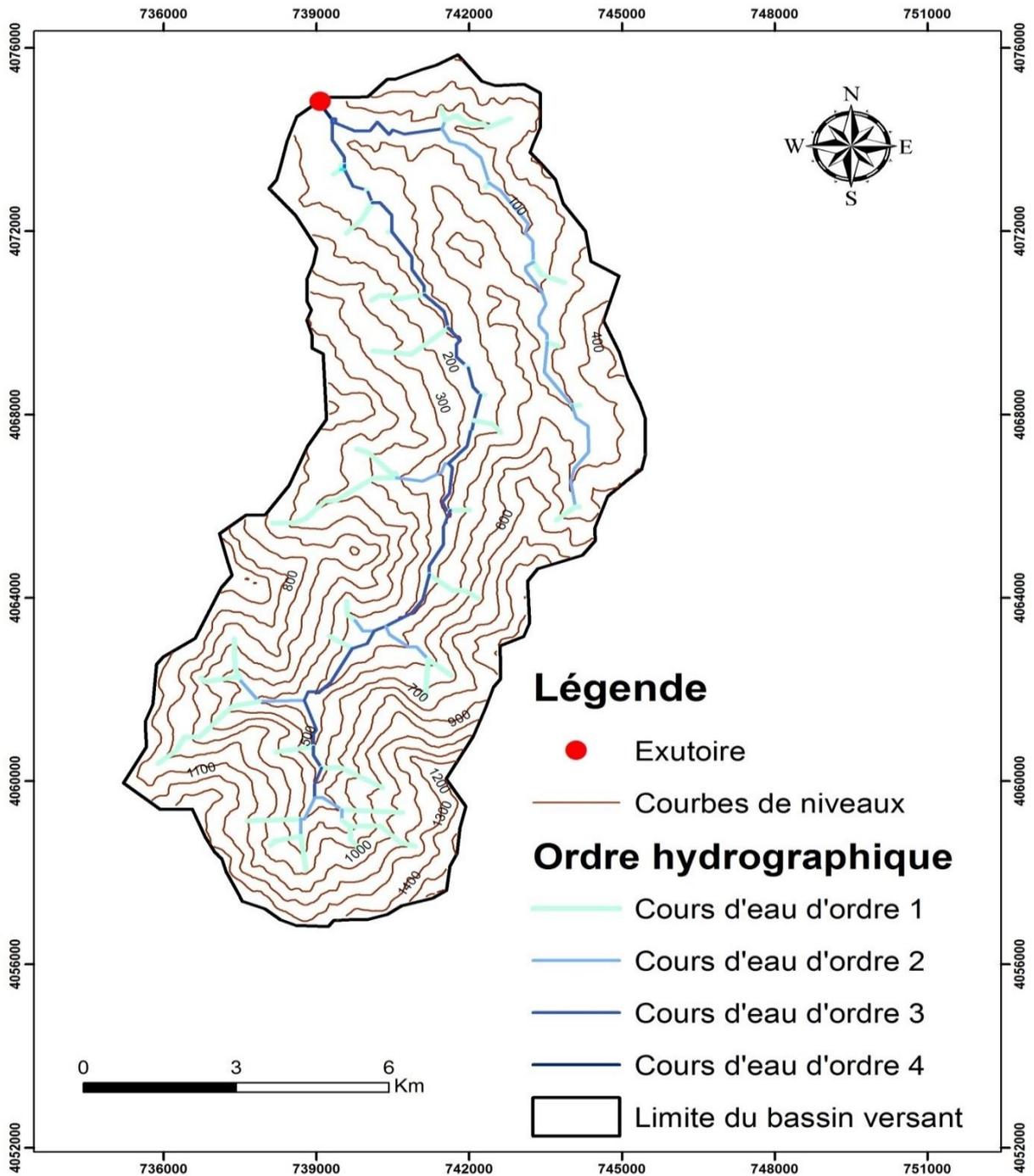


Figure III.06 réseau hydrographique avec classification de schum du bassin versant du barrage KISSIR

#### III.5.1.2 Densité du talweg élémentaire :



$$F_1 = \frac{44}{106.46656774} \dots \dots \dots (III.11)$$

- Avec :
- $N_1$  : Nombre de talwegs d'ordre 1
  - $S$  : Superficie du bassin versant en (km<sup>2</sup>)

$$F_1 = \frac{44}{106.46656774}$$

$$F_1 = 0.41$$

**III.5.1.3 Coefficient de torrentialité :**

Il est défini comme suit :

$$C_t = C_{t0} \times C_{t1} \dots \dots \dots (III.12)$$

$$C_t = 2.81 \times 0.41$$

$$C_t = 1.1521$$

**III.5.1.4 Temps de concentration**

Le temps de concentration est défini comme étant le temps nécessaire que met la goutte d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire. Ce temps nous renseigne sur le mode de réaction du bassin versant en période de crue. Il peut être calculé par plusieurs formules :

**a) Formule de Giandotti**

$$T_c = \frac{0.8 \sqrt{455.6 - 5}}{4 \sqrt{106.46656774 + 1.5 \times 19}} \dots \dots \dots (III.13)$$

- Avec
- $S$  : Surface du bassin versant en (km<sup>2</sup>)
  - $L$  : Longueur du cours d'eau principal en (km)
  - $H_{moy}$  : Altitude moyenne en (m)
  - $H_{min}$  : Altitude minimale en (m)

$$T_c = \frac{0.8 \sqrt{455.6 - 5}}{4 \sqrt{106.46656774 + 1.5 \times 19}}$$



$$Q_p = 0.0000$$

**b) Formule de Ventura :**

$$Q_p = 0.00 \cdot \frac{\sqrt{0.00}}{\sqrt{0.000000}} \dots \dots \dots (III.14)$$

Avec

S : Surface du bassin versant en (km<sup>2</sup>)

I<sub>cp</sub> : Pente du cours d'eau principal en (%)

$$T_c = 76,3 \frac{\sqrt{106.46656774}}{\sqrt{100 \times 6.03}}$$

$$Q_p = 00.0000$$

**c) Formule de California :**

$$Q_p = \left( \frac{0.00 \times 0.00}{0.0000 - 0.00} \right) \dots \dots \dots (III.15)$$

Avec ;

L<sub>cp</sub> : Longueur du cours d'eau principal en (km)

H<sub>max</sub> : Altitude maximale du bassin versant en (m)

H<sub>min</sub> : Altitude minimale du bassin versant en (m)

$$T_c = \left( \frac{0.87 \times 19^3}{1516 - 5} \right)^{0.386}$$

$$Q_p = 000.0000$$

**d) Formule de Passini :**

$$Q_p = 00 \cdot \frac{\sqrt{0.00}}{\sqrt{0.000000}} \dots \dots \dots (III.16)$$

Avec

S : Surface du bassin versant en (km<sup>2</sup>)

L<sub>cp</sub> : Longueur du cours d'eau principal en (km)



$I_{cp}$  : Pente du cours d'eau principal en

$$T_c = 64.8 \frac{\sqrt[3]{106.46656774 \times 19}}{\sqrt{100 \times 6.03}}$$

$$T_c = 64.8 \frac{\sqrt[3]{106.46656774 \times 19}}{\sqrt{100 \times 6.03}}$$

Vu la superficie de notre bassin on écarte la valeur trouvée par la formule de California car elle est insignifiante, pour ce cas et on opte à prendre un temps de concentration égale à 4.11h trouvé par la formule de Giandotti.

**III.5.1.5 Vitesse de ruissellement**

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_c} \dots\dots\dots (III.17)$$

Avec,

$L_{cp}$  : Longueur du cours d'eau principal en (km)

$T_c$  : Temps de concentration en (heure)

$$V_r = \frac{19}{4.11}$$

$$V_r = \frac{19}{4.11}$$

**Tableau III.5 Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.**

Désignation		Symbole	Unité	Valeur
Superficie		S	km <sup>2</sup>	106.47
Périmètre		P	km	50.82
Longueur du talweg principal		$L_{cp}$	km	19
Indice de compacité		$K_C$	/	1,38
Coefficient d'allongement		$K_P$	/	0,24
Rectangle équivalent	Longueur	$L_r$	km	19.89
	Largeur	$l_r$		5.535
Altitudes	Maximale	$H_{max}$	m	1516
	Médiane	$H_{50\%}$		475
	Moyenne	$H_{moy}$		455.6
	Minimale	$H_{min}$		5

Suite tableau III.5 Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.

Désignation	Symbole	Unité	Valeur
Indice de pente global	$I_g$	m/km	55.05
Indice de pente de roche	$I_p$	%	2,58
Indice de pente moyenne	$I_m$	%	0,27
Densité de drainage	$D_d$	km/km <sup>2</sup>	2,81
Densité spécifique	$D_s$	m	568.02
Temps de concentration	$T_C$	h	4.11
Vitesse de ruissellement	$V_r$	km/h	4.62

### III.6 Carracteristiques climatologiques

Les conditions climatiques au niveau du bassin versant jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau, et donc le dimensionnement du barrage et des ouvrages annexes. Entre les paramètres climatiques, on a analysé les distributions annuelles de la température, l'humidité relative de l'aire et la précipitation.

#### III.6.1 Températures

La température moyenne mensuelle est de 17.36°C. La température maximale est enregistrée au mois de d'aout (32.2°) et la température minimale au mois de janvier (2.2°).

Tableau III.6 Répartition mensuelle des températures

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Juil	Aout	Moyenne Annuel
Max(c°)	29.2	25	20	17	15	16	18.1	21.2	24.2	28.1	31.1	32.2	23.09
Min(c°)	19	15	11	4.1	2.2	3.1	4.2	11	14	17	19	20	11.63
Tmoy	24.1	20	15.5	10.6	8.6	9.55	11.2	16.1	19.1	22.6	25.1	26.1	17.36

Source : stucky E.N.H.YD

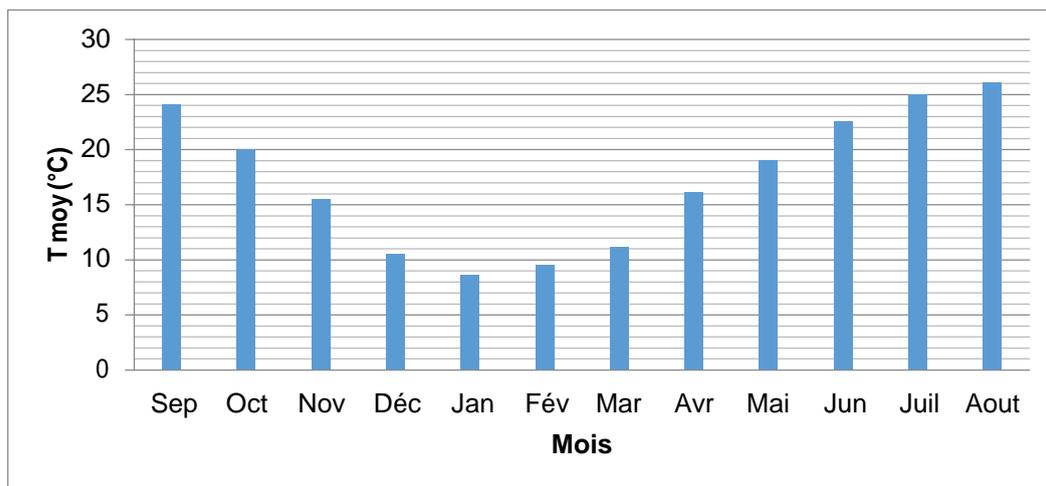


Figure III.07 Répartition mensuelle de la température.

### III.6.2 Evaporation

Les données d'évaporation utilisées correspondent aux moyennes mensuelles observées dans le barrage d'erraguène.

La répartition mensuelle de l'évaporation montre une croissance régulière de janvier à juillet.

**Tableau III.7 Répartition mensuelle de l'évaporation**

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Juil	Aout	Moyenne Annuel
E(mm)	126	77	58	48	44	56	64	70	98	130	170	168	1109

Source : Stucky E.N.H.Y.D

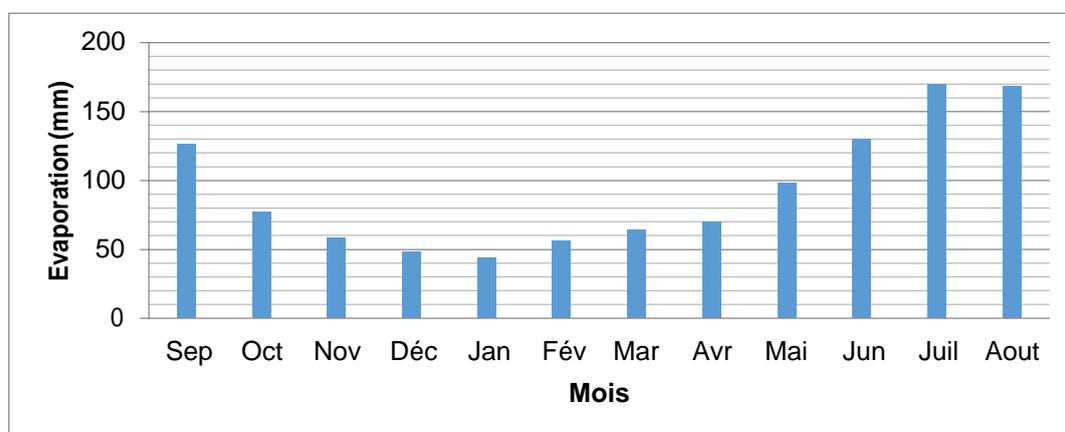


Figure III.08 Répartition mensuelle d'évaporation (Source : A.N.R.H).

### III.6.3 Pluviométrie

Une station représentative du régime pluviométrique du bassin est celle de JIJEL SECTEUR (030301). Les précipitations totales mensuelles sont enregistrées pendant la période du septembre 1968 au mois d'aout 2011, Dont ses caractéristiques sont les suivants :

**Tableau III.8 Station pluviométrique**

Station	Code	Source	Coordonnée			Année De service	N (ans)
			X (Km)	Y (Km)	Z (m)		
JIJEL SECTEUR	030301	A.N.R.H	774.1	396.15	5	1968-2011	44

Source : A.N.R.H

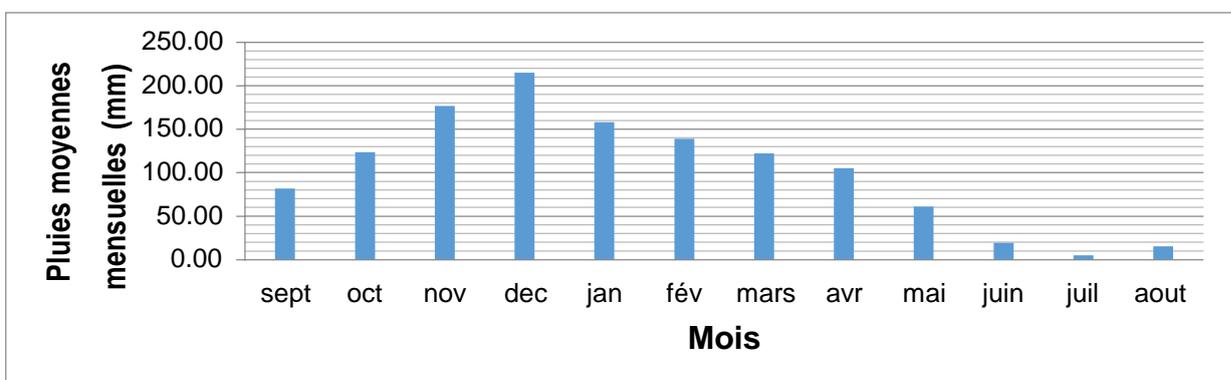
#### III.6.3.1 Répartition de la pluie moyenne dans le bassin :

**Tableau III.9 Répartition des pluies moyennes mensuelles**

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars.	Avr.	Mai.	Juin.	Juil.	Août.	Total
<b>P<sub>m</sub> (mm)</b>	81.87	123.46	176.74	214.84	158.13	138.88	122.09	105.44	61.07	19.45	4.97	15.35	1222.28
<b>Pluie (%)</b>	6.70	10.10	14.46	17.58	12.94	11.36	9.99	8.63	5.00	1.59	0.41	1.26	100.00

Source : ANRH

Notons une pointe au mois de décembre estimé à 214.84 mm, et un minimum au mois de juillet avec une précipitation de 4.97 mm, et une moyenne mensuelle de 101,86 mm. La répartition mensuelle des précipitations est présentée dans la figure ci-dessous :



**Figure III.09 Répartition mensuelle des précipitations**

### III.6.3.2 Précipitations maximales journalières :

Une station représentative du régime pluviométrique maximal journalier pouvant se produire dans la zone la plus proche du bassin est celle de JIJEL SECTEUR (030301) (Annexe 1). Les précipitations totales mensuelles sont enregistrées pendant la période du septembre 1968 au mois d'aout 2011

#### a) Estimation des pluies journalières maximales

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières à l'aide d'une loi théorique afin de déterminer l'intensité de pluie pour une période de retour. Pour cela, il serait nécessaire de passer par les étapes suivantes :

1. Classer la série des précipitations par ordre croissant.
2. Calculer la fréquence expérimentale.
3. Calculer les caractéristiques empiriques de la série de données.
4. Ajuster graphiquement la loi choisie.
5. Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

**Tableau III.10 Pluies maximales journalières de la station de JIJEL SECTEUR**

ANNEE	Pj max						
1968	57.8	1990	99.5	1979	53.4	2001	60.1
1969	181	1991	88.7	1980	111.4	2002	85
1970	48.2	1992	62.7	1981	54.6	2003	42
1971	73	1993	64.2	1982	149.4	2004	87.5
1972	68	1994	68.7	1983	68	2005	80.5
1973	90.8	1995	72.3	1984	42.5	2006	131
1974	49.2	1996	61.5	1985	55.6	2007	61
1975	58.2	1997	60	1986	52.5	2008	67.9
1976	34.6	1998	53.2	1987	46.5	2009	58
1977	41.6	1999	52.4	1988	71.3	2010	78.2
1978	108.6	2000	69	1989	49.4	2011	105.1

	Caractéristiques de la population	Caractéristiques de l'échantillon
Nombre de données [n] :		44
Minimum :	Aucun	34.6
Maximum :	Aucun	181
Moyenne :	72.1	72.1
Écart-type :	29.3	29.3
Médiane :	67.3	63.5
Coefficient de variation [Cv] :	0.406	0.406
Coefficient d'asymétrie [Cs] :	1.14	1.83
Coefficient d'aplatissement [Ck] :	2.40	6.19

Source : ANRH

Figure III.10 Caractéristiques de la série des pluies maximales journalières

**b) Test d'homogénéité**

Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique on procède au Test de Wilcoxon.

On divise la série complète en deux sous séries X et Y tel que :

N1 et N2 représentant respectivement les tailles de ces deux sous séries considérant généralement N2 > N1.

On constitue par la suite, la série X unions Y après avoir classé la série de pluie d'origine par ordre croissant .A ce stade, on attribue à chaque valeur de la série pluviométrique classée, son rang tout en précisant à quelle sous série s'appartient elle.

La série est homogène avec une probabilité de 95%, si la relation ci-dessous est vérifiée.

Avec

$$W_{min} < W_x < W_{max}$$

**Avec :**  $W_x$  : Somme des rangs de  $X = \sum \text{Rang } X$ .

$$W_{min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{2} - U_{1-\alpha/2} \sqrt{\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12}} \dots \dots \dots (III.18) \dots (III.19)$$

$$W_{max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{min}$$

**Tableau III.11 Test de Wilcoxon**

X	Y	Ordre croissant	origine	rang
57.8	46.5	34.6	X	1
181	71.3	41.6	X	2
48.2	49.4	42	Y	0
73	99.5	42.5	X	4
68	88.7	46.5	Y	0
90.8	62.7	48.2	X	6
49.2	64.2	49.2	X	7
58.2	68.7	49.4	Y	0
34.6	72.3	52.4	y	0
41.6	61.5	52.5	y	0
108.6	60	53.2	y	0
53.4	53.2	53.4	X	12
111.4	52.4	54.6	X	13
54.6	69	55.6	X	14
149.4	60.1	57.8	X	15
68	85	58	Y	0
42.5	42	58.2	X	17
55.6	87.5	60	Y	0
52.5	80.5	60.1	Y	0
	131	61	Y	0
	61	61.5	Y	0
	67.9	62.7	Y	0
	58	64.2	Y	0
	78.2	67.9	Y	0

105.1	68	X	25
	68	X	26
	68.7	Y	0
	69	Y	0
	71.3	Y	0
	72.3	Y	0
	73	X	31
	78.2	Y	0
	80.5	Y	0
	85	Y	0
	87.5	Y	0
	88.7	Y	0
	90.8	X	37
	99.5	Y	0
	105.1	Y	0
	108.6	X	40
	111.4	X	41
	131	Y	0
	149.4	X	43
	181	X	44

$N_1 = 19$  ; et  $N_2 = 25$

A.N :  $W_x = 378$  ;  $W_{\min} = 322.28$  ;  $W_{\max} = 532.72$

$W_{\min} < W_x < W_{\max} \rightarrow$  L'hypothèse d'homogénéité est vérifiée  $\rightarrow$  La série est homogène

### c) Choix de la loi d'ajustement

Les lois d'ajustement choisies sont :

1-la loi de GUMBEL (droite de HENRY).

2-la loi de log-normale (droite de GALTON).

**a). Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL**

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel « HYFRAN », comme le montre la (figure III.11).

**Tableau III.12 Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL**

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence q	Pluie max jour en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	269	33.8	203-336
2000	0.9995	233	28	178-288
1000	0.9990	217	25.5	167-267
200	0.9950	180	19.8	141-219
100	0.9900	164	17.3	130-198
50	0.9800	148	14.9	119-177
20	0.9500	127	11.7	104-150
10	0.9000	110	9.23	92.3-128
5	0.8000	93.2	6.83	79.8-107

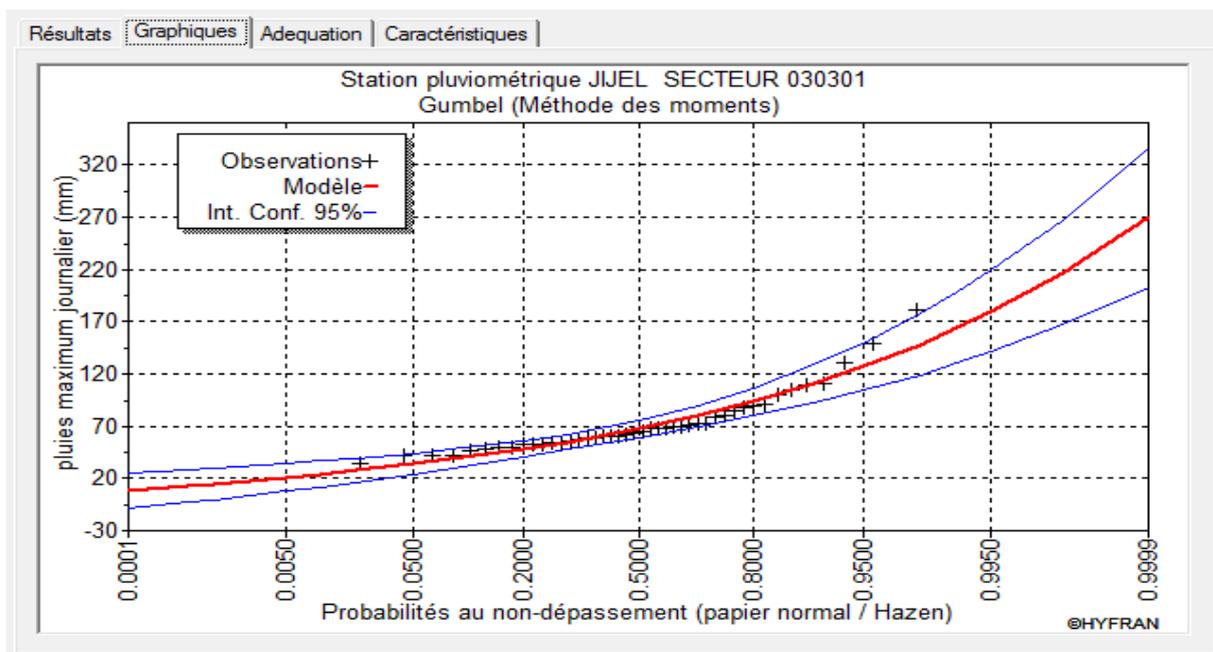


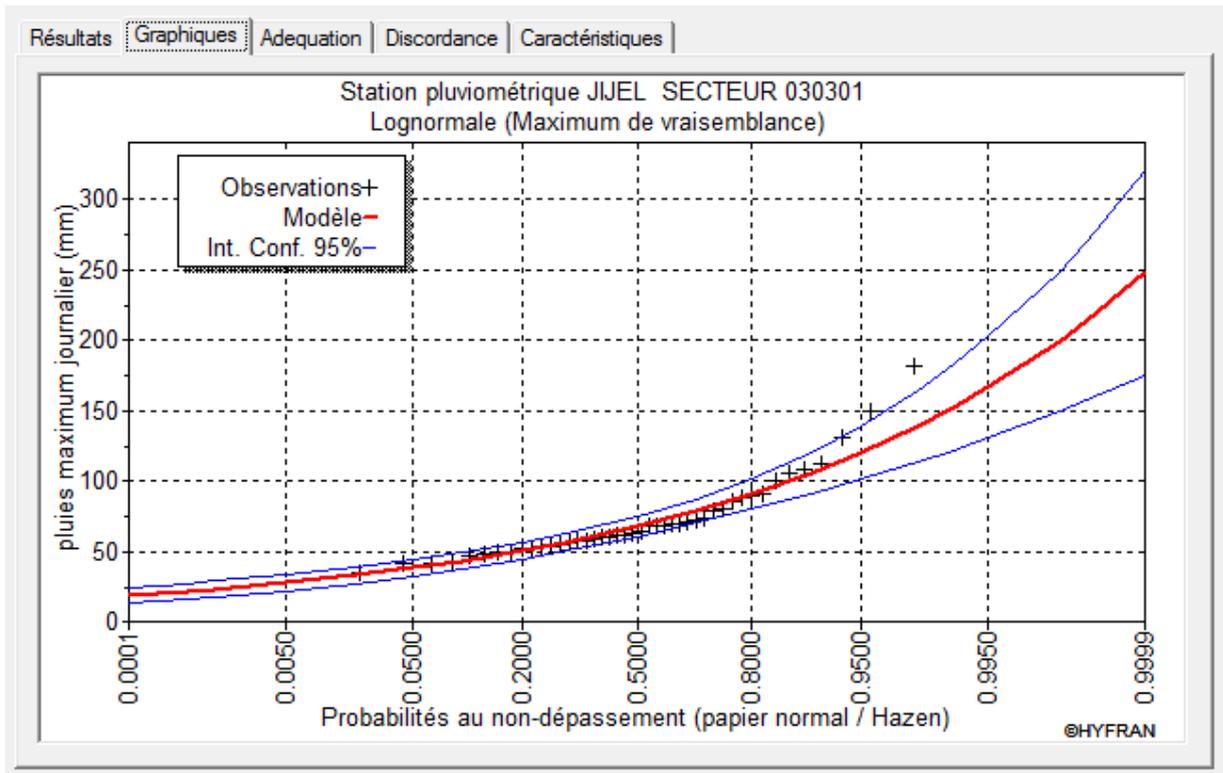
Figure III.11 Représentation graphique de la loi de GUMBEL

**b). Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (Log normale)**

Les résultats sont montrés dans le tableau III.13 et le graphe III.12 suivants :

**Tableau III.13 Résultat de l'ajustement à la loi de GALTON**

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence q	Pluie max jour en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	247	37	175-320
2000	0.9995	213	28.7	15-269
1000	0.9990	199	25.4	149-248
200	0.9950	166	18.3	130-202
100	0.9900	152	15.5	122-183
50	0.9800	138	12.9	113-164
20	0.9500	120	9.75	101-139
10	0.9000	106	7.54	91-121
5	0.8000	90.7	5.57	79.8-102



**Figure III.12** Représentation graphique de la loi de GALTON

D'après les deux schémas, après analyse graphique des deux lois, nous pouvons conclure que la pluie maximale journalière suit la loi de Gumbel, car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de Gumbel, Sauf un. Notons que même le teste de l'adéquation « Khi carre » établi par « HYFRAN » a montré aussi que les deux lois sont significatif.

**d) Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités**

$$P_{cr} = P_{j,max} \left( \frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (III.20)$$

$P_{cr}$  : Pluie de courte durée de même fréquence que  $P_{max,j}$  % (mm).

$P_{max,j}$  : Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).

T: Temps en heures.

b : Exposant climatique (donnée)  $b = 0,5$

$$I_0 = \left( \frac{P_{max}}{24} \right) \times \left( \frac{t}{24} \right)^{b-1} \dots\dots\dots (III.21)$$

$I_0$ : Pluie de courte durée (mm/h)

**Tableau III.14 Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence**

<b>Période</b>	10000	1000	100	50	20	10	5
<b>Fréquence (%)</b>	0,01	0,1	1	2	5	10	20
<b><math>P_{\max j p(\%)}</math></b>	269	217	164	148	127	110	93.2

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau suivant :



**Tableau III.15 Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences**

période de retour	5.00		10.00		20.00		50.00		100.00		1000.00		10000.00	
Fréquence	20.00		10.00		5.00		2.00		1.00		0.10		0.01	
Pmax j (mm)	93.20		110.00		127.00		148.00		164.00		217.00		269.00	
Temps (h)	P(mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)
0.5	13.45	26.90	15.88	31.75	18.33	36.66	21.36	42.72	23.67	47.34	31.32	62.64	38.83	77.65
1	19.02	19.02	22.45	22.45	25.92	25.92	30.21	30.21	33.48	33.48	44.29	44.29	54.91	54.91
1.5	23.30	15.53	27.50	18.33	31.75	21.17	37.00	24.67	41.00	27.33	54.25	36.17	67.25	44.83
2	26.90	13.45	31.75	15.88	36.66	18.33	42.72	21.36	47.34	23.67	62.64	31.32	77.65	38.83
2.5	30.08	12.03	35.50	14.20	40.99	16.40	47.77	19.11	52.93	21.17	70.04	28.01	86.82	34.73
3	32.95	10.98	38.89	12.96	44.90	14.97	52.33	17.44	57.98	19.33	76.72	25.57	95.11	31.70
3.5	35.59	10.17	42.01	12.00	48.50	13.86	56.52	16.15	62.63	17.89	82.87	23.68	102.73	29.35
4	38.05	9.51	44.91	11.23	51.85	12.96	60.42	15.11	66.95	16.74	88.59	22.15	109.82	27.45
4.11	<b>38.57</b>	<b>9.38</b>	<b>45.52</b>	<b>11.08</b>	<b>52.56</b>	<b>12.79</b>	<b>61.25</b>	<b>14.90</b>	<b>67.87</b>	<b>16.51</b>	<b>89.80</b>	<b>21.85</b>	<b>111.32</b>	<b>27.08</b>
4.5	40.36	8.97	47.63	10.58	54.99	12.22	64.09	14.24	71.01	15.78	93.96	20.88	116.48	25.88
5	42.54	8.51	50.21	10.04	57.97	11.59	67.55	13.51	74.86	14.97	99.05	19.81	122.78	24.56
5.5	44.62	8.11	52.66	9.57	60.80	11.05	70.85	12.88	78.51	14.27	103.88	18.89	128.77	23.41



Suite tableau III.15 Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences

période de retour	5.00	10.00	20.00	50.00	100.00	1000.00	10000.00	période de retour	5.00	10.00	20.00	50.00	100.00	1000.00
Fréquence	20.00	10.00	5.00	2.00	1.00	0.10	0.01	Fréquence	20.00	10.00	5.00	2.00	1.00	0.10
Pmax j (mm)	93.20	110.00	127.00	148.00	164.00	217.00	269.00	Pmax j (mm)	93.20	110.00	127.00	148.00	164.00	217.00
Temps (h)	P(mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	Temps (h)	P(mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)
6	46.60	7.77	55.00	9.17	63.50	10.58	74.00	12.33	82.00	13.67	108.50	18.08	134.50	22.42
6.5	48.50	7.46	57.25	8.81	66.09	10.17	77.02	11.85	85.35	13.13	112.93	17.37	139.99	21.54
7	50.33	7.19	59.41	8.49	68.59	9.80	79.93	11.42	88.57	12.65	117.19	16.74	145.28	20.75
7.5	52.10	6.95	61.49	8.20	71.00	9.47	82.73	11.03	91.68	12.22	121.31	16.17	150.38	20.05
8	53.81	6.73	63.51	7.94	73.32	9.17	85.45	10.68	94.69	11.84	125.29	15.66	155.31	19.41
8.5	55.47	6.53	65.46	7.70	75.58	8.89	88.08	10.36	97.60	11.48	129.14	15.19	160.09	18.83
9	57.07	6.34	67.36	7.48	77.77	8.64	90.63	10.07	100.43	11.16	132.88	14.76	164.73	18.30
9.5	58.64	6.17	69.21	7.28	79.90	8.41	93.11	9.80	103.18	10.86	136.53	14.37	169.24	17.81
10	60.16	6.02	71.00	7.10	81.98	8.20	95.53	9.55	105.86	10.59	140.07	14.01	173.64	17.36
10.5	61.65	5.87	72.76	6.93	84.00	8.00	97.89	9.32	108.48	10.33	143.53	13.67	177.93	16.95
11	63.10	5.74	74.47	6.77	85.98	7.82	100.20	9.11	111.03	10.09	146.91	13.36	182.11	16.56



Suite tableau III.15 Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences

période de retour	5.00	10.00	20.00	50.00	100.00	1000.00	10000.00	période de retour	5.00	10.00	20.00	50.00	100.00	1000.00
Fréquence	20.00	10.00	5.00	2.00	1.00	0.10	0.01	Fréquence	20.00	10.00	5.00	2.00	1.00	0.10
Pmax j (mm)	93.20	110.00	127.00	148.00	164.00	217.00	269.00	Pmax j (mm)	93.20	110.00	127.00	148.00	164.00	217.00
Temps (h)	P(mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	Temps (h)	P(mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)
11.5	64.51	5.61	76.14	6.62	87.91	7.64	102.45	8.91	113.52	9.87	150.21	13.06	186.21	16.19
12	65.90	5.49	77.78	6.48	89.80	7.48	104.65	8.72	115.97	9.66	153.44	12.79	190.21	15.85
12.5	67.26	5.38	79.39	6.35	91.65	7.33	106.81	8.54	118.36	9.47	156.61	12.53	194.13	15.53
13	68.59	5.28	80.96	6.23	93.47	7.19	108.93	8.38	120.70	9.28	159.71	12.29	197.98	15.23
13.5	69.90	5.18	82.50	6.11	95.25	7.06	111.00	8.22	123.00	9.11	162.75	12.06	201.75	14.94
14	71.18	5.08	84.01	6.00	97.00	6.93	113.04	8.07	125.26	8.95	165.74	11.84	205.45	14.68
14.5	72.44	5.00	85.50	5.90	98.71	6.81	115.04	7.93	127.47	8.79	168.67	11.63	209.09	14.42
15	73.68	4.91	86.96	5.80	100.40	6.69	117.00	7.80	129.65	8.64	171.55	11.44	212.66	14.18
15.5	74.90	4.83	88.40	5.70	102.06	6.58	118.94	7.67	131.80	8.50	174.39	11.25	216.18	13.95
16	76.10	4.76	89.81	5.61	103.70	6.48	120.84	7.55	133.91	8.37	177.18	11.07	219.64	13.73
16.5	77.28	4.68	91.21	5.53	105.30	6.38	122.72	7.44	135.98	8.24	179.93	10.90	223.04	13.52



Suite tableau III.15 Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences

période de retour	5.00	10.00	20.00	50.00	100.00	1000.00	10000.00	période de retour	5.00	10.00	20.00	50.00	100.00	1000.00
Fréquence	20.00	10.00	5.00	2.00	1.00	0.10	0.01	Fréquence	20.00	10.00	5.00	2.00	1.00	0.10
Pmax j (mm)	93.20	110.00	127.00	148.00	164.00	217.00	269.00	Pmax j (mm)	93.20	110.00	127.00	148.00	164.00	217.00
Temps (h)	P(mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	Temps (h)	P(mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)
17	78.44	4.61	92.58	5.45	106.89	6.29	124.56	7.33	138.03	8.12	182.63	10.74	226.40	13.32
17.5	79.58	4.55	93.93	5.37	108.45	6.20	126.38	7.22	140.04	8.00	185.30	10.59	229.70	13.13
18	80.71	4.48	95.26	5.29	109.99	6.11	128.17	7.12	142.03	7.89	187.93	10.44	232.96	12.94
18.5	81.83	4.42	96.58	5.22	111.50	6.03	129.94	7.02	143.99	7.78	190.52	10.30	236.17	12.77
19	82.93	4.36	97.87	5.15	113.00	5.95	131.68	6.93	145.92	7.68	193.08	10.16	239.34	12.60
19.5	84.01	4.31	99.15	5.08	114.48	5.87	133.41	6.84	147.83	7.58	195.60	10.03	242.47	12.43
20	85.08	4.25	100.42	5.02	115.93	5.80	135.10	6.76	149.71	7.49	198.09	9.90	245.56	12.28
20.5	86.14	4.20	101.66	4.96	117.37	5.73	136.78	6.67	151.57	7.39	200.55	9.78	248.61	12.13
21	87.18	4.15	102.90	4.90	118.80	5.66	138.44	6.59	153.41	7.31	202.98	9.67	251.63	11.98
21.5	88.21	4.10	104.11	4.84	120.20	5.59	140.08	6.52	155.22	7.22	205.39	9.55	254.60	11.84
22	89.23	4.06	105.32	4.79	121.59	5.53	141.70	6.44	157.02	7.14	207.76	9.44	257.55	11.71



Suite tableau III.15 Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences

période de retour	5.00	10.00	20.00	50.00	100.00	1000.00	10000.00	période de retour	5.00	10.00	20.00	50.00	100.00	1000.00
Fréquence	20.00	10.00	5.00	2.00	1.00	0.10	0.01	Fréquence	20.00	10.00	5.00	2.00	1.00	0.10
Pmax j (mm)	93.20	110.00	127.00	148.00	164.00	217.00	269.00	Pmax j (mm)	93.20	110.00	127.00	148.00	164.00	217.00
Temps (h)	P(mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	Temps (h)	P(mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)
22.5	90.24	4.01	106.51	4.73	122.97	5.47	143.30	6.37	158.79	7.06	210.11	9.34	260.46	11.58
23	91.24	3.97	107.68	4.68	124.33	5.41	144.88	6.30	160.55	6.98	212.43	9.24	263.34	11.45
23.5	92.22	3.92	108.85	4.63	125.67	5.35	146.45	6.23	162.28	6.91	214.73	9.14	266.18	11.33
24	93.20	3.88	110.00	4.58	127.00	5.29	148.00	6.17	164.00	6.83	217.00	9.04	269.00	11.21

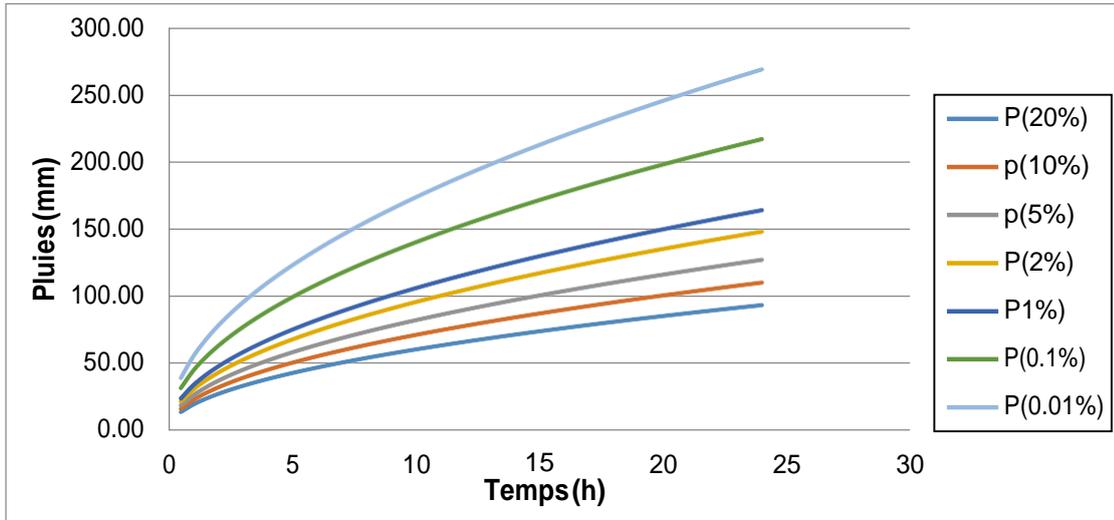


Figure III.13 pluies de courte durée

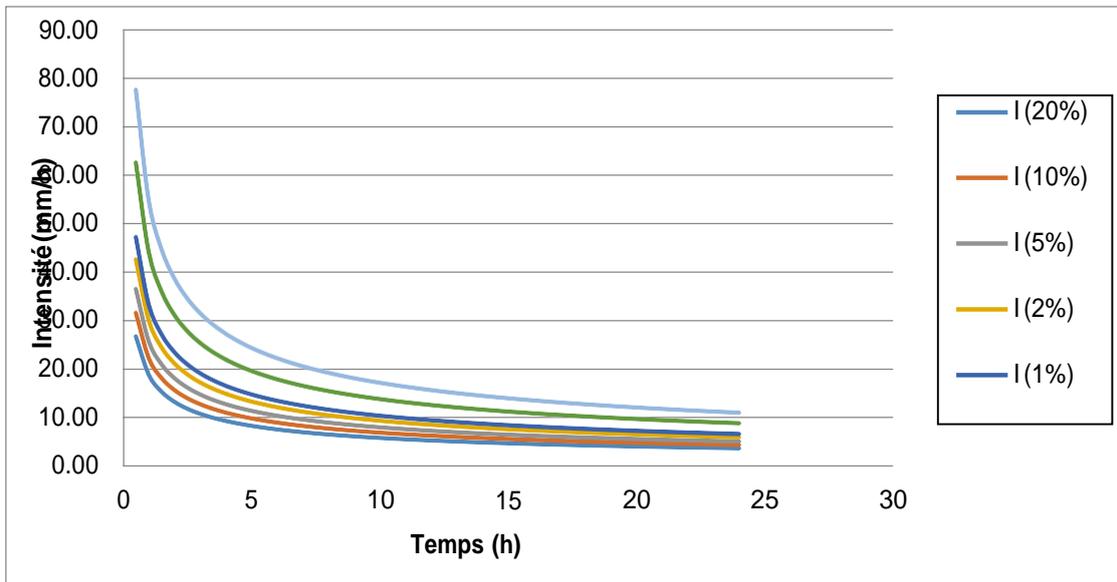


Figure III.14 Intensité - durée – fréquence

### III.6.4 Etudes des apports

La détermination des apports est orientée de préférence vers les observations hydrométriques, lorsqu'elles existent sur le bassin versant propre du site à étudier, ou par analogie avec un bassin voisin. À défaut de ces dernières, des modèles et des formules empiriques basées sur la pluviométrie et les caractéristiques du bassin versant peuvent être utilisés. Ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit.



L'estimation de l'apport moyen annuel du bassin versant de la retenue est calculée grâce à deux approches :

- Les formules empiriques.
- La série d'observations de la station hydrométrique.

#### III.6.4.1 En utilisant les formules empiriques

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuel  $A_0$ .

##### a. Formule de l'ANRH

$$A_0 = 0,915 \cdot P_{\text{moy}}^{2,684} \cdot S^{0,842} \dots\dots\dots \text{(III.22)}$$

**Avec :**  $P_{\text{moy}}$  : Pluie moyenne annuelle (m).

$S$  : Superficie du bassin versant ( $\text{Km}^2$ ).

**AN:**  $A_0 = 0,915 \cdot 1,223^{2,684} \cdot 60,56^{0,842} = 49,74 \cdot 10^6 \text{m}^3$

$$A_0 = 0,915 \cdot 1,22228^{2,684} \cdot 106,47^{0,842}$$

$$A_0 = 79,86 \cdot 10^6 \text{m}^3$$

##### b. Formule de SAMIE

$$L_e = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2,2\sqrt{S}) \text{ (III.20)}$$

**Avec :**  $P_{\text{moy}}$  : Pluie moyenne annuelle en (m) ;

$S$  : Surface du bassin versant en ( $\text{km}^2$ ) ;

$L_e$  : Lamme d'eau écoulée en (mm).

**A.N:**  $L_e = 1,223^2 (293 - 2,2\sqrt{60,56}) = 412,64 \text{ mm}$

$$A_0 = L_e \cdot S = 25 \cdot 10^6 \text{m}^3$$

$$L_e = 1,22228^2 (293 - 2,2\sqrt{106,47}) = 403,81 \text{ mm}$$

$$A_0 = 403,81 \cdot 106,47$$

$$A_0 = 42,99 \cdot 10^6 \text{m}^3$$



**c. Formule de MEDINGUER**

$$A_0 = L_e \cdot S$$

Et : 
$$L_e = 1024(P_{moy} - 0.26)^2 \dots\dots\dots (III.23)$$

Avec :  $P_{moy}$ : Pluie moyenne annuelle en (m) ;

$S$  : Surface du bassin versant en [km<sup>2</sup>] ;

$L_e$  : Lamme d'eau écoulée en (mm).

A.N : 
$$L_e = 1024(1,223 - 0.26)^2 = 949,63 \text{ mm}$$

$$A_0 = L_e \cdot S = 0,949.60,56 = 57,51 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$L_e = 1024(1.22228 - 0.26)^2 = 948.21 \text{ mm}$$

$$A_0 = 100.96 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

**d. Formule de TURC**

$$A_0 = L_e \cdot S$$

Et :  $L_e = P_{moy} - D$

Avec :  $P_{moy}$ : Pluie moyenne annuelle en [m] ;

$D$  : Déficit de l'écoulement (mm), donnée par la formule suivante :

$$D = \left[ \frac{\frac{\square\square\square\square}{\square}}{0.9 + \left( \frac{\square\square\square\square}{\square} \right)^{\frac{1}{2}}} \right] \dots\dots\dots (III.24)$$

$L$  : Variable théorique tel que :

$$L = 300 + 25T_{moy} + 0.05T_{moy}^3 \dots\dots\dots (III.25)$$

$T_{moy}$  : température moyenne annuelle = 17,36°

A.N :

$$L = 995.59$$

$$D = 507.75 \text{ mm}$$

$$L_e = 714.53 \text{ mm}$$

$$A_0 = 76.076 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$



**Tableau III.16 Récapitulatif de calcul des Apports moyen interannuel**

Formule	A <sub>0</sub> (M m <sup>3</sup> )
ANRH	79.86
SAMIE	42.99
MEDINGUER	100.96
TURC	76.076

**Interprétation :** On remarque que ces formules donnent des valeurs diverges, pour cela on va appliquer la méthode d’analogie qui est plus représentative.

**III.6.4.2 En appliquant l’analogie avec un bassin voisin**

Il n’a pas été possible d’obtenir des informations sur n’importe quelle station fluviométrique ou pluviométrique du bassin hydrographique de KISSIR, on a utilisé les informations fluviométriques de la station d’oued missa (03.04.08) (Tableau 1, Annexe 2). Qui se situe sur l’oued DJENDJEN, dont le bassin se trouve à la limite de celui de l’oued KISSIR

L’apport moyen annuel de la station est de : **172.86 Mm<sup>3</sup>**

**Tableau III.17 Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station :**

Mois	sept	oct.	nov.	déc.	janv.	fév.	mars	avril	mai	juin	juill.	aout	annuel
Apport (Mm <sup>3</sup> )	1.62	6.16	9.80	27.69	27.10	31.95	38.59	19.42	6.40	1.95	1.21	0.97	172.86
Apport (%)	0.94	3.56	5.67	16.02	15.68	18.48	22.32	11.24	3.70	1.13	0.70	0.56	100.00

Source : Mémoire de fin d’étude BADACHE Ridha

$$A_{site} = \frac{S_{bv}^{site}}{S_{bv}^{station}} \times A_{station} \dots\dots\dots (III.26)$$

A<sub>site</sub> : Apport moyen annuel estimé du site.

A<sub>st</sub> : Apport moyen annuel de la station d’oued missa 030408.

S<sub>bv</sub><sup>site</sup> : Surface du bassin versant du site qui est de 106.47Km<sup>2</sup>

S<sub>bv</sub><sup>station</sup> : Surface du bassin versant où se trouve la station qui est de 316 Km<sup>2</sup>

**Tableau III.18 Répartition mensuelle de l'apport moyen calculé du site :**

Mois	sept	oct.	nov.	déc.	janv.	fév.	mars	avril	mai	juin	juill.	aout	annuel
Apport (Mm <sup>3</sup> )	0.55	2.07	3.30	9.33	9.13	10.76	13.00	6.54	2.16	0.66	0.41	0.33	58.24
Apport (%)	0.94	3.56	5.67	16.02	15.68	18.48	22.32	11.24	3.70	1.13	0.70	0.56	100.00

L'apport moyen annuel du site est de : **58.24 Mm<sup>3</sup>**

Vue le grand écart donné entre les différentes formules empiriques, nous optons la valeur données par la méthode d'analogie. D'après la série d'observations de la station hydrométrique d'oued missa, nous aurons un apport moyen interannuel de :

$$A_0 = 58.24 \text{ Mm}^3$$

**Caractéristiques de l'écoulement :**

**A) -Module de l'écoulement**

$$Me = A_0 / T \dots\dots\dots (III.27)$$

A<sub>0</sub> : Apport moyen annuel (l).

T : Temps d'une année en secondes = 365\*24\*3600 = 3153600 s.

$$\mathbf{Me = 1846.78 \text{ l/s}}$$

**B) -Module de l'écoulement relatif**

$$M_0 = Me / S \dots\dots\dots (III.28)$$

Me : Module de l'écoulement (l/s);

S : Superficie du bassin (Km<sup>2</sup>).

$$\mathbf{M_0 = 17.3 \text{ l/s/Km}^2}$$

**C) -Lame d'eau écoulee**

$$L_e = A_0 / S \dots\dots\dots (III.29)$$

$$\mathbf{L_e = 961.69 \text{ mm}}$$

**D) -Coefficient de l'écoulement**

$$C_e = L_e / P_{moy} \dots\dots\dots (III.30)$$

$$\mathbf{C_e = 0.79}$$

**E) -Coefficient de variation**



Pour le calcul du coefficient de variation  $C_v$  et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques suivantes :

**E .1) -Formule de SOKOLOVSKY**

On a :

$$C_v = a - 0,063 \log_{10} (S + 1) \dots\dots\dots (III.31)$$

Avec :

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0) \dots\dots\dots (III.32)$$

$M_0$ : Module de l'écoulement relatif (l/s/km<sup>2</sup>).

A.N: →

$$A = 0,78 - 0,29 * \log_{10}(17,3)$$

$$A = 0,423$$

A.N: →

$$C_v = 0,423 - (0,063 \log(106,47 + 1)) = 0,295$$

$C_v = 0.295$

**E .2) -Formule de L'ANTONOV**

$$C_v = \frac{0,7}{(S + 1000)^{0,097}} \dots\dots\dots (III.33)$$

Avec : S : Superficie du bassin en (km<sup>2</sup>).

A.N :

$$C_v = \frac{0,7}{(106,47 + 1000)^{0,097}}$$

$C_v = 0.355$

**E .3) -Formule de KRISTEKLY MENKEL**

$$C_v = \frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})} \dots\dots\dots (III.34)$$

Avec :

$M_0$  : module de l'écoulement relatif [l/s/km<sup>2</sup>].

S : Superficie du bassin en [km<sup>2</sup>].

A.N :

$$C_v = \frac{0.83}{106.47^{0.06} * 17.3^{0.27}}$$

$$C_v = 0.29$$

#### E.4) -Formule Algérienne de PADOUN

Cette formule donne de bons résultats de l'estimation du coefficient de variation de l'apport annuel et en plus elle est établie à partir d'une analyse statistique de 42 oueds de l'Algérie du nord cette relation s'écrit comme suit :

$$C_v = 0.93 K / M_0^{0.23} \dots\dots\dots (III.35)$$

Avec :

K : coefficient de réduction on prend K=0.66

M<sub>0</sub> : module spécifique du bassin versant en (l/s/km<sup>2</sup>).

AN :

$$C_v = 0.319$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau III.19

**Tableau III.19 Récapitulatif des résultats des coefficients des variations.**

Formule	C <sub>v</sub>
SOKOLOVSKY	0.295
L'ANTONOV	0.355
KRISTEKLY MENKEL	0.29
Formule algérienne de N, PADOUN	0.319

Puisque toutes les valeurs sont proches entre eux, on prend la moyenne qui coïncide avec le résultat de la formule algérienne d'Antonov :

$$C_v = 0.359$$

#### III.6.4.3 Irrégularité des apports

Le calcul des apports fréquentiels se fait par l'ajustement de la série des apports de la station de oued missa et en appliquant la relation d'analogie on détermine les fréquentiel de notre site d'étude.



Ajustement de la série des apports rapportés à la loi normale :

La distribution des apports fréquentiels sera régie par l’ajustement de la série des apports de la station d’oued missa.

On fait l’analogie avec la station d’oued missa, pour obtenir une série des apports propre à notre bassin :

$$A_{80\% \text{ site}} = \frac{S_{bv \text{ site}}}{S_{bv \text{ station}}} \times A_{80\% \text{ station}} \dots\dots\dots (III.36)$$

Ensuite on fait l’ajustement dont ses résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau III.20 Résultats de l’ajustement rapporté à la loi normal des apports**

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	A <sub>p%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	Ecart type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	1170	414	355 - 1980
2000.0	0.9995	922	294	345 - 1500
1000.0	0.9990	825	250	335 - 1310
200.0	0.9950	621	162	303 - 940
100.0	0.9900	542	131	285 - 798
50.0	0.9800	466	103	264 - 668
20.0	0.9500	372	71.4	232 - 512
10.0	0.9000	304	51.2	204 - 405
5.0	0.8000	239	34.5	171 - 306

D’après la loi d’analogie on a : **A<sub>80%</sub>=239 Mm<sup>3</sup>**

Donc on opte la valeur obtenue par l’analogie (l’ajustement de la série des apports)

**A<sub>80%</sub>=239 Mm<sup>3</sup>**

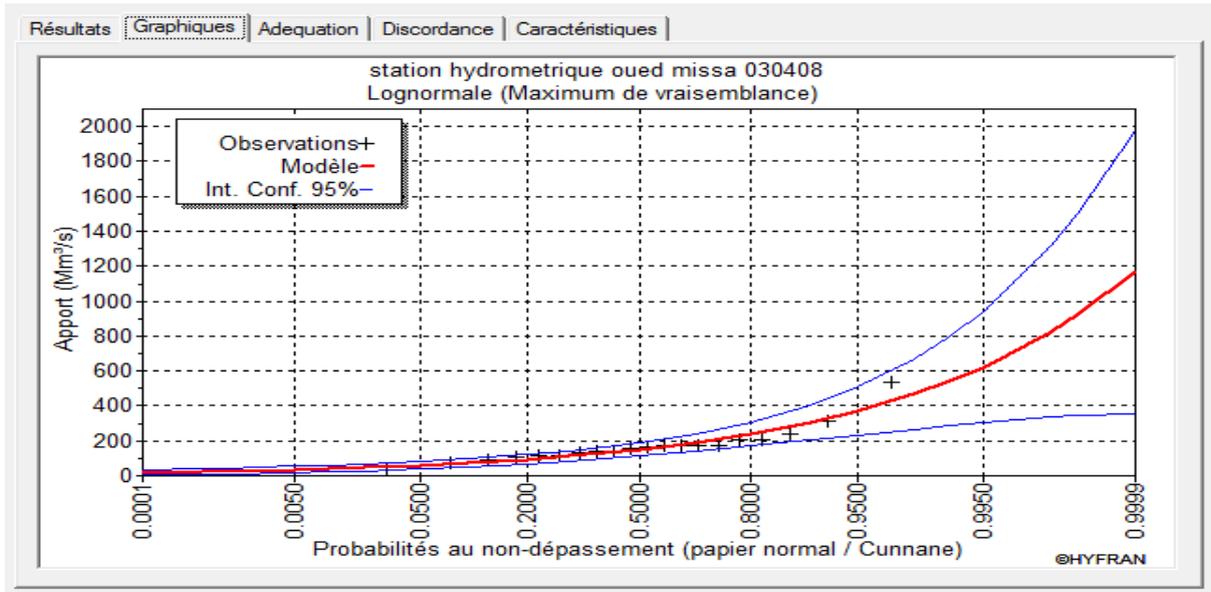


Figure III.15 Représentation graphique de la loi normale (série des apports du site)

III.6.4.4 Répartition de l'apport annuel estimé à une probabilité de 80%

La répartition mensuelle de l'apport annuel suit la même répartition mensuelle des apports de la station hydrométrique d'oued missa

Tableau III.21 Répartition mensuelle de l'apport annuel de fréquence 80%.

Mois	sept	oct.	nov.	déc.	janv.	fév.	mars	avril	mai	juin	juill.	aout	annuel
Apport <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	2.24	8.51	13.55	38.29	37.47	44.18	53.36	26.86	8.84	2.70	1.67	1.34	239.00
Apport (%)	0.94	3.56	5.67	16.02	15.68	18.48	22.32	11.24	3.70	1.13	0.70	0.56	100.00

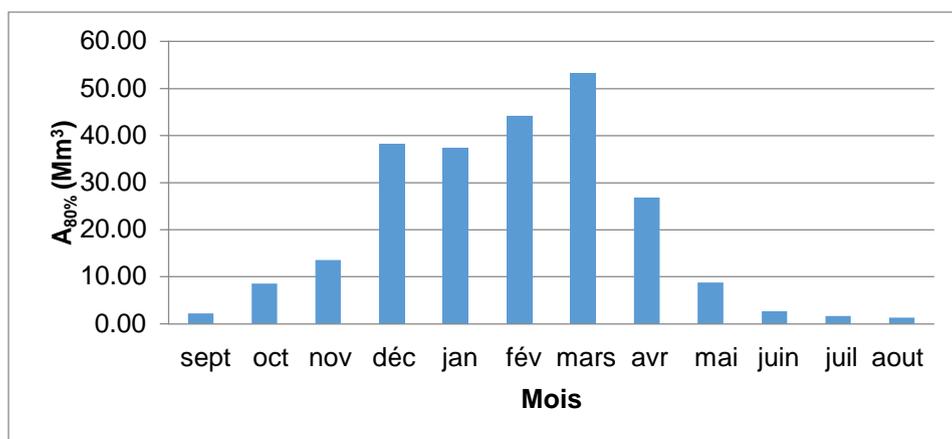


Figure III.16 Répartition mensuelle des apports 80% de site de barrage



### **III.7 Etudes des crues**

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Leur étude a pour but de déterminer les Hydrogrammes des crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maximums probables correspondants.

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à construire.

Les paramètres définissant une crue sont :

- Le débit maximum (débit de pointe).
- Le volume.
- Le temps.
- La forme (Hydrogrammes de crues).

La construction des hydrogrammes de crues passe d'abord par l'estimation des débits maximum fréquents :

#### **III.7.1 Détermination des débits maximums fréquents**

En l'absence de données pour les débits maximums, pour la détermination des débits de pointe, nous allons procéder à utiliser les formules empiriques puis la méthode GRADEX.

##### **III.7.1.1 Formules empiriques ;**

##### **1-Formule de Mallet-Gauthier**

$$Q_{\max,p\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \log(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot S \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}} \dots\dots\dots (III.37)$$

Avec :

$Q_{\max,p\%}$  : Débit maximum pour une fréquence donnée (m<sup>3</sup>/s).

□□□□ : Pluie moyenne interannuelle

(m). S : Surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

L : Longueur du talweg principal (Km).

K : constante dépendant des caractéristiques géographiques et climatiques du bassin : 1 < K < 3, on prend K=2 (BV de surface moyenne et pente moyenne).



**Chapitre III**

T : Période de retour (an).

**Formule de Possenti**

$$Q_{max,p\%} = \frac{P_{max} \cdot C \cdot S}{3.6} \dots\dots\dots (III.38)$$

Avec :

$P_{max}$ ,% : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée

(m). S : Superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>).

C : Coefficient 700<C<800, on prend C=750.

L : Longueur du cours d'eau principal (Km).

**2-Formule de Turazza**

$$Q_{max,p\%} = \frac{C \cdot I_{ct} \cdot S}{3.6} \dots\dots\dots (III.39)$$

Avec :

S : Superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la période de retour donnée.

$I_{ct}$  : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration (mm/h).

**3-Formule de Sokolovsky**

$$Q_{max,p\%} = \frac{0.28(P - P_0) S}{L} \dots\dots\dots III.40$$

Avec :

$P$  : Précipitation de probabilité P% correspondant au temps de concentration

(mm). S : Superficie du bassin (Km<sup>2</sup>).

$T_c$  : Temps de concentration (heures).

$P_0$  : Perte d'eau initiale, au Nord algérien  $P_0 = 7 P$ .

F : Coefficient de forme de la crue ;

$$F = \frac{12}{4 + 3\gamma} \dots\dots\dots (III.41)$$



- Pour  $S < 50 \text{ Km}^2$  on a  $\alpha = 2$ .

- Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable :  $2 \leq \alpha \leq 2.5$ .

- Pour un bassin boisé :  $3 \leq \alpha \leq 4$ .

On prend  $\alpha = 2,25$  ; d'où :  $F =$

1.12.

$\alpha$  : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée.

$$\alpha_p = \frac{\sqrt{Xp} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{Xp} + \sqrt{H_0}} \dots\dots\dots (III.42)$$

Avec :

$X_p$  : précipitation de fréquence donnée qui correspond au temps de concentration.

$H_0$  : perte d'eau initiale.

**4- Formule de Giandotti**

$$Q_{p, \alpha} = \frac{C \cdot S \cdot h_{p, \alpha} \cdot \sqrt{h_{moy} - h_{min}}}{4\sqrt{\alpha + 1.5}} \dots\dots (III.43)$$

Avec :

$S$  : Superficie du bassin versant ( $\text{Km}^2$ ).

$L$  : Longueur du talweg principal ( $\text{Km}$ ).

$h_{moy}$ : Altitude moyenne (m).

$h_{min}$ : Altitude minimale (m).

$h_{p, \alpha}$  : Lamme d'eau précipitée pour une probabilité donnée et d'une durée égale au temps de concentration des eaux (m).

$C$  : Coefficient topographique variant entre 66 et 176. On prend  $C = 150$ .

Les résultats de calcul de toutes les formules sont représentés dans le tableau :

**Tableau III.22 Récapitulatif des débits maxima de crue**

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100	1000	10000
Formule de MALLET-GAUTHIER	241.50	313.10	386.47	436.16	479.52	601.54	702.67
Formule de SOKOLOVSKY	103.23	136.63	172.20	218.02	254.09	379.03	507.66
Formule de POSSENTI	381.19	445.49	506.82	579.98	638.83	836.35	1038.08
Formule de Giandotti	187.40	221.17	255.37	297.60	327.33	436.31	540.87
Formule de Turazza	219.17	258.89	298.83	348.13	385.74	510.51	632.70
Moyenne (m <sup>3</sup> /s)	226.498	275.056	323.938	375.978	417.102	552.748	684.396

**III.7.1.2 Méthode GRADEX**

La méthode du gradex est une approche hydro pluviométrique probabiliste du calcul des débits de crues extrêmes d'une rivière pour des périodes de retour allant de 100 à 10000 ans, elle est développée par Guillot et Duband (1967). Publié par : (CIGB, 1994), (MEDDI & BELHADJ, 2010)

Elle s'applique à des bassins versants de quelques dizaines à plusieurs milliers de km<sup>2</sup> (jusqu'à 5000 km<sup>2</sup>), recevant des pluies relativement homogènes du point de vue spatial.

La méthode est basée sur le processus physique global :

**Pluies brutes → Pluies efficaces → Fonction de transfert → volume, point et forme de la crue.**

**Hypothèses de la méthode**

Cette méthode s'appuie sur les hypothèses suivantes :

- les débits maximums recherchés sont provoqués uniquement par des pluies maximales, uniformément réparties sur le bassin. Il n'y a donc pas diverses origines de formation des crues.

- les pluies maximales et les débits correspondants suivent une même loi de distribution statistique, dite des extrême en raison de la nature du phénomène étudié (crues rares). Ceci

exprime surtout le fait que le comportement asymptotique des lois de distribution des pluies et des débits est identique. La loi de Gumbel (Gumbel, 1958) est souvent utilisée dans ce but et dans ce cas uniquement, le caractère exponentiel de cette distribution est décrit par la pente de la droite d'ajustement des pluies observées, mesurées sur un diagramme de probabilité adéquat. La pente de cette droite est le gradient de cette distribution exponentielle.

- On admet que la rétention moyenne du bassin versant atteint sa valeur maximale pour une crue décennale  $Q_{10 \text{ ans}}$ .

#### Remarque :

- ✓ Ces trois hypothèses sont vérifiées.
- ✓ Si on n'a pas d'enregistrements des crues dans le bassin étudié, on estime par analogie avec d'autre bassin voisins et de même grandeur le temps de base et le débit décennal.

#### Etapes de la méthode

- Choisir le pas de temps **n heures** (généralement égale à la moyenne des temps de base des hydrogrammes de crues disponibles, Pour la commodité des calculs on retiendra une valeur très arrondie, par exemple 2, 4, 6 ... 48 heures.). Le résultat final, débits de pointe, dépendent peu de h : il suffit de ne pas commettre d'erreur d'ordre de grandeur sur h)
- Ajuster par la loi de Gumbel des pluies maximales journalières.  
Calculer le gradex des précipitations **a (pente de la droite de Gumbel)**.

$$P \text{ (mm)} = a \cdot \mu + b \dots\dots \text{(III.44)}$$

( $\mu$  : variable réduite de Gumbel).

- Ajuster de la série des débits observés à la loi de Gumbel et déterminer débit décennal (point pivot de l'extrapolation des débits).

Exprimer le débit décennal en lame d'eau équivalente par la formule :

$$R \text{ (mm)} = Q \text{ (m}^3\text{/s)} * 3,6 * n \text{ (heures)} / S \text{ (km}^2\text{)} \dots\dots\dots\text{(III.45)}$$

- Extrapoler de la distribution des débits au-delà de 0.9 (T=10 ans) par une droite de pente égale au gradex de la pluie.



$$Q_{\mu\%} = a \cdot \mu + b' \dots\dots\dots(III.46)$$

Avec : a : le gradex de la pluie

$\mu$  : variable réduite de Gumbel ( $\mu = -\ln(-\ln(F))$ ).

$b' = Q_{10 \text{ ans}} - a \cdot \mu(T=10 \text{ ans})$ .

Tracer la droite de l'équation (III) sur même graphe que l'ajustement des  $P_{jmax}$ .

Tirer les Q pour chaque période de retour (en mm).

Exprimer ces Q en  $m^3/s$  par la formule :

$$Q (m^3/s) = Q (mm) \cdot S(km^2) / 3,6 \cdot n (\text{heures}) \dots\dots (III.47)$$

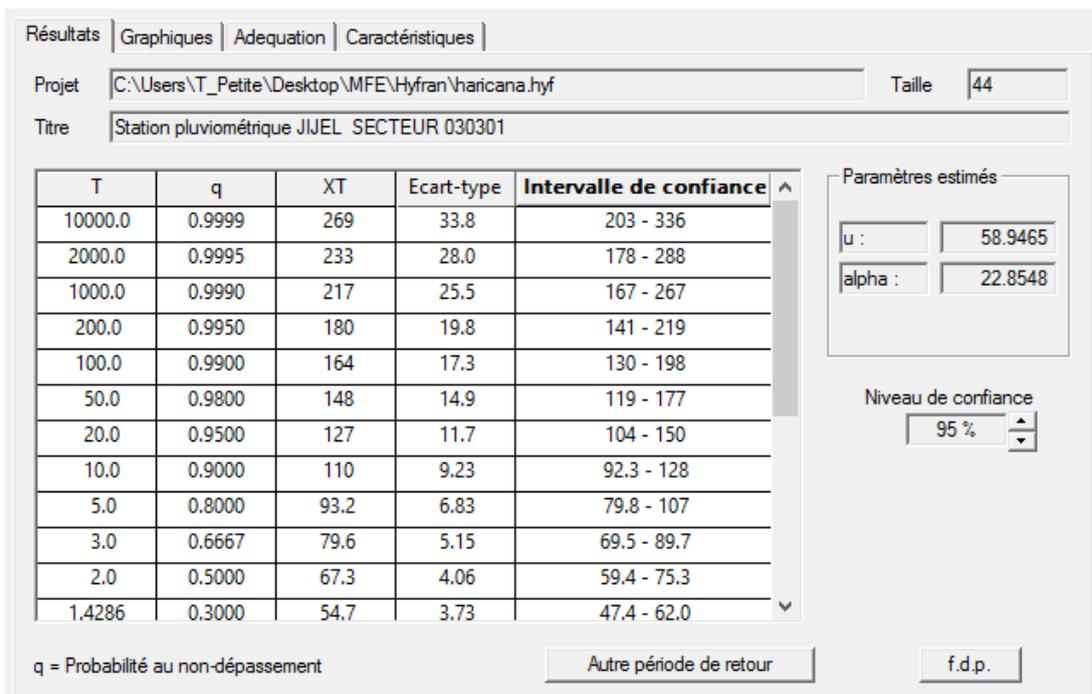
- Calcul des débits de pointe : Calculer sur les hydrogrammes des crues observées le rapport p égal au rapport débit de pointe sur débit moyen :

P : coefficient de point =  $Q_{max} / Q_{moy}$

$$Q_p (m3/s) = Q (m3/s) \cdot P \dots\dots\dots (III.48)$$

**Données & Application**

1. Ajustement de la série pluviométrique ( $P_{jmax}$ ) de la station de JIJEL SECTEUR 030301 à la loi de Gumbel : En utilisant le logiciel HYFRAN :



**Figure III.17** Résultats d'ajustement de la série pluviométrique de jijel



2. Détermination du gradex : d'après l'HYFRAN, l'équation de la droite de Gumbel est :

$$P = 22.85 * \mu + 58.9 \dots \dots \dots (III.49)$$

Le Gradex est donc :

$$\mathbf{A=22.85 \text{ mm}}$$

3. Choix du pas de temps :

Après l'examen des enregistrements des crues de la station de JIJEL SECTEUR (030301), on a estimé le temps de base par :

$$\mathbf{N=24 \text{ h}}$$

4. L'ajustement de la série des débits maximaux journaliers de la station d'oued missa (Tableau 2, Annexe 2) à la loi de Gumbel nous a donné :

$$Q_{10 \text{ ans}} (\text{OUED MISSA}) = 464 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\begin{aligned} Q_{10 \text{ ans}} (\text{KISSIR}) &= Q_{10 \text{ ans}} (\text{oued missa}) * S_{\text{Kissir}} / S_{\text{Bassin d'oued missa}} \\ &= 464 * (106.47 / 316) \end{aligned}$$

$$\mathbf{Q_{10 \text{ ans}} (\text{KISSIR})=156.3 \text{ m}^3/\text{s}}$$

5.  $R_{10 \text{ ans}} (\text{mm}) = Q_{10 \text{ ans}} (\text{m}^3/\text{s}) * 3,6 * n (\text{heures}) / S (\text{km}^2) \dots \dots (III.50)$

$$= 156.3 * 3,6 * 24 / 106.47$$

$$\mathbf{R_{10 \text{ ans}} (\text{mm})=126.8 \text{ mm}}$$

6. On fait l'extrapolation des débits au-delà du débit décennal :

$$Q_{\mu\%} = a * \mu + b' \quad (III.51)$$

a : le gradex = 22.85 mm.

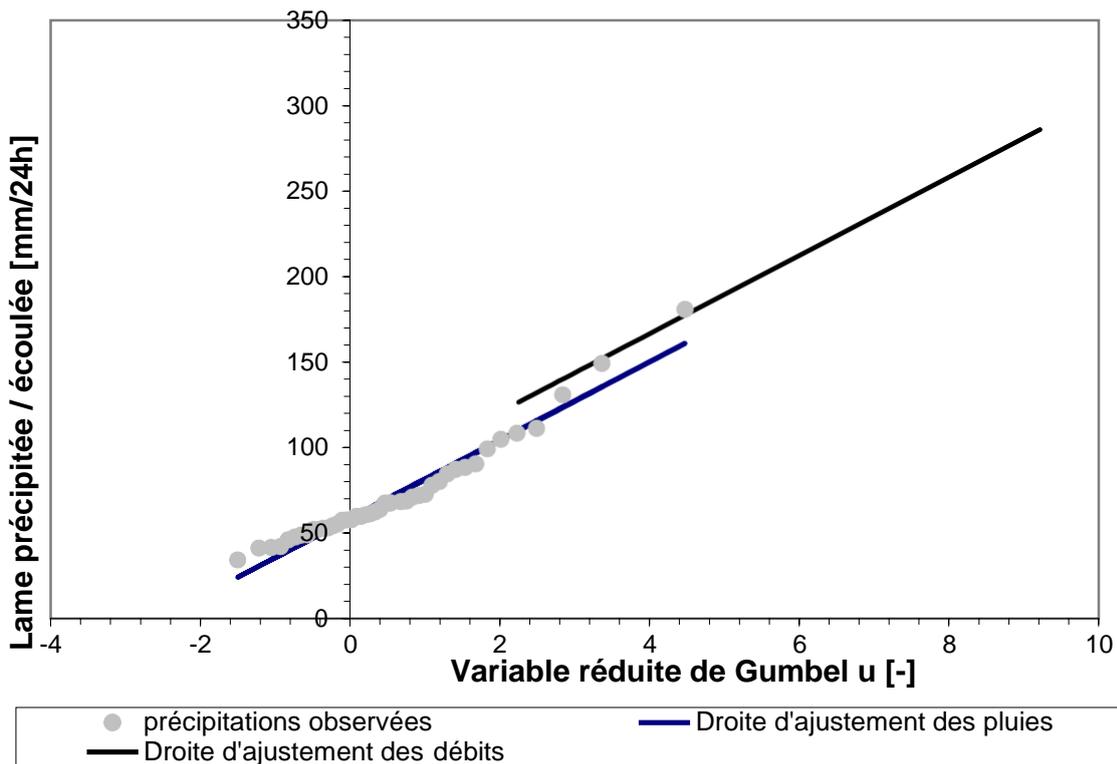
$\mu$  : variable réduite de Gumbel ( $\mu = -\ln(-\ln(F))$ ).

$$\begin{aligned} b' &= Q_{10 \text{ ans}} - a * \mu(T=10 \text{ ans}) \quad \text{avec } F=1-1/10=0,9 \rightarrow \mu = 2,25 \\ &= 126.9 - 22.85 * 2.25 = 75.41 \end{aligned}$$



Donc : l'équation du débit est :

$$Q_{\text{extrapolé}} (\text{mm}) = 22.85 * \mu + 75.41 \dots\dots (III.52)$$



**Figure III.18** Graphe de la méthode de gradex

7. Calcul des débits de pointe :

L'analyse des enregistrements des débits de la station hydrométrique de oued missa nous a permis d'estimer le coefficient de pointe suivant :

**P=2.23**

$$P = Q_{\text{max}} / Q_{\text{moy}} = 2,23$$

Donc on multiplie tous les débits extrapolés par le coefficient de point P pour obtenir les débits maximums pour chaque période de retour.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau III.23 Débits de pointe par la méthode GRADEX :**

T [ans]	F(x) [-]	U [-]	Q <sub>T</sub> [mm/24h]	Q <sub>T</sub> [m <sup>3</sup> /s]	Q <sub>P</sub> [m <sup>3</sup> /s]
10	0,900	2,25	110.4	156	349
20	0.95	2.97	126.8	179	394
50	0,980	3,90	148.1	203	452
100	0,990	4,6	164.1	222	472
1000	0,999	6,91	216.8	287	641
10000	0,9999	9,21	269.4	352	786

## ❖ Interprétation :

- ✓ La méthode de gradex subit une faible variation de débits entre les différentes périodes de retour, et cela est dû à l'hypothèse de la méthode qui est applicable pour des grandes périodes de retour (1000 et 10 000 ans) ainsi que la faible pente de la droite de Gumbel de l'ajustement des précipitations.
- ✓ On remarque une grande différence entre les valeurs obtenues par les formules empiriques.
- ✓ Les débits calculés par la méthode de GRADEX (pour les grandes périodes de retour surtout) sont plus proches à la moyenne des débits calculés par les formules empiriques, donc nous optons les valeurs obtenues par la méthode du GRADEX qui semble plus représentative.

**Tableau III.24 Les valeurs des débits de pointe optées**

Période de retour	10	20	50	100	1000	10000
Méthode de GRADEX (m <sup>3</sup> /s)	349	394	452	472	641	786

**III.7.2 Hydrogrammes de crue**

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, pour tracer l'hydrogramme de crue, nous sommes tenus de suivre la méthode de Sokolovski qui le divise en deux parties non symétriques, calculé à partir des temps de montée et de la décrue.

Cette méthode assimile l'Hydrogramme de crue à deux équations paraboliques l'une pour la



montée de la crue et l'autre pour la décrue :

a) Pour le temps de montée :

$$Q_m = Q_{\max} \left( \frac{t}{T_m} \right)^2 \dots\dots\dots (III.53)$$

$Q_m$  : Débit instantané de montée ( $m^3/s$ ) ;

$T_m=T_c$  : Temps de montée de la crue en heures.

b) Pour le temps de décrue :

$$Q_d = Q_{\max} \left( \frac{T_d - t}{T_d} \right)^3 \dots\dots\dots (III.54)$$

$Q_d$  : Débit instantané de la décrue ( $m^3/s$ ) ;

$T_d$  : Temps de la décrue en heures ;

$Q_{\max}$  : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en ( $m^3/s$ )

Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :

$T_m = T_c$  (pour les petits bassins versants), avec  $T_c$  qui est le temps de concentration du bassin

$$T_m = 4.11 \text{ h}$$

versant.

$$T_d = \delta * T_m$$

Où  $\delta$  : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

**Tableau III.25 Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue  $\delta$**

Description du cours d'eau	Valeur de $\delta$
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0 – 2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3,0 – 4,0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4,0 – 7,0

Source : Touaibia, 2004

On prend  $\delta=4$

$$T_d = 4 * 4.1$$

$$T_d = 16.4 \text{ h}$$

**Tableau III.26 Valeurs des débits de crues en fonction du temps**

Temps (h)	période de retour					
	10	20	50	100	1000	10000
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.82	13.96	15.76	18.08	18.88	25.64	31.44
1.64	55.84	63.04	72.32	75.52	102.56	125.76
2.46	125.64	141.84	162.72	169.92	230.76	282.96
3.28	223.36	252.16	289.28	302.08	410.24	503.04
<b>4.1</b>	<b>349.00</b>	<b>394.00</b>	<b>452.00</b>	<b>472.00</b>	<b>641.00</b>	<b>786.00</b>
4.92	299.22	337.81	387.53	404.68	549.58	673.90
5.74	254.42	287.23	329.51	344.09	467.29	572.99
6.56	214.33	241.97	277.58	289.87	393.65	482.70
7.38	178.69	201.73	231.42	241.66	328.19	402.43
8.2	147.23	166.22	190.69	199.13	270.42	331.59
9.02	119.71	135.14	155.04	161.90	219.86	269.60
9.84	95.84	108.20	124.13	129.62	176.03	215.86
10.66	75.38	85.10	97.63	101.95	138.46	169.78
11.48	58.06	65.55	75.20	78.53	106.65	130.77
12.3	43.62	49.25	56.50	59.00	80.12	98.25
13.12	31.80	35.90	41.19	43.01	58.41	71.62
13.94	22.34	25.22	28.93	30.21	41.02	50.30
14.76	14.96	16.89	19.38	20.24	27.48	33.70
15.58	9.42	10.64	12.20	12.74	17.31	21.22
16.4	5.45	6.16	7.06	7.37	10.02	12.28
17.22	2.79	3.15	3.62	3.78	5.13	6.29
18.04	1.18	1.33	1.53	1.59	2.16	2.65

Suite tableau III.26 Valeurs des débits de crues en fonction du temps

Temps (h)	période de retour					
	10	20	50	100	1000	10000
18.86	0.35	0.39	0.45	0.47	0.64	0.79
19.68	0.04	0.05	0.06	0.06	0.08	0.10
20.5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

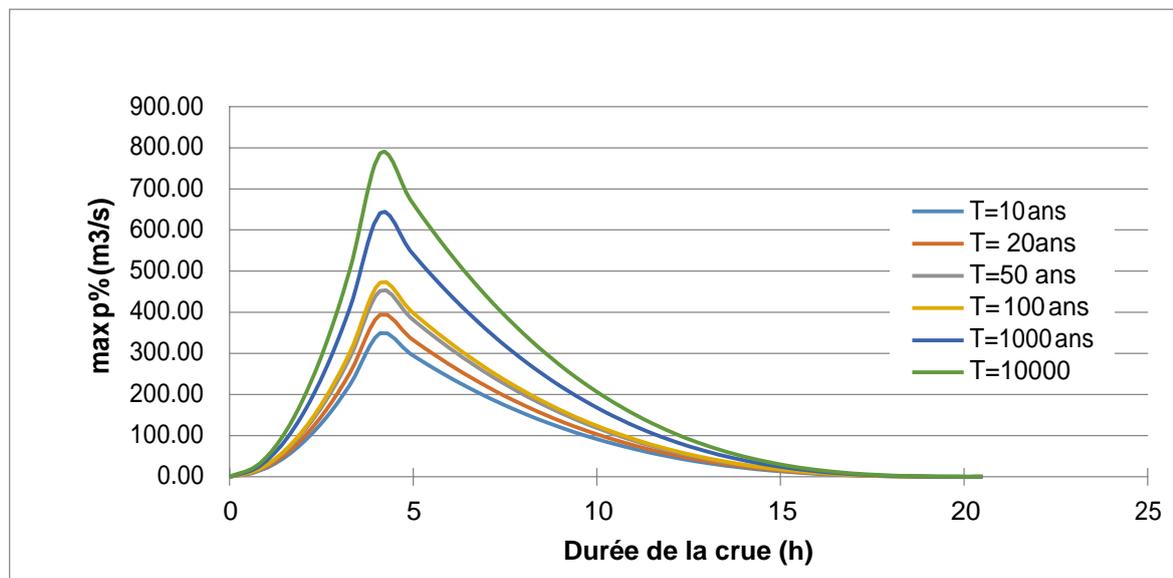


Figure III.19 Hydrogrammes des crues probables en fonction du temps (SOKOLOVSKY)

### III.7.3 Choix de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée. Alors que le choix de la crue de ce projet dépend, essentiellement, de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent se produire à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Souvent, la crue du projet considérée est la crue du débit de point maximal, mais n'est pas toujours certain que cette crue est la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crue ;

Rappelons qu'une petite submersion d'un barrage en terre peut engendrer la rupture totale de celui-ci, contrairement aux barrages en béton où on peut faire des réparations lors du passage d'une crue exceptionnelle.



Autrement dit, il s’agit de chercher un compromis optimum entre l’aspect économique de la construction et les risques des crues à l’aval. Alors, pour son estimation, nous nous reportons aux recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

**Tableau III.27 Crue de projet recommandée**

Catégories des dommages	Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle
Elevés : - Perte de vie -Dommages considérable	1/100000 à 1/10000
Importants : -Pas de perte de vie -Dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles ; -Pas de perte de vie -Dommages légers	1/1000 à 1/100

Nous pouvons, aussi déterminer la crue de projet en tenant compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations, superficie, perméabilité...).

On doit calculer l'indice global "I<sub>g</sub>" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r \dots\dots\dots (III.55)$$

I<sub>a</sub> : Représente le produit des indices mineurs (intensité des crues et difficultés topographiques).

I<sub>d</sub> : Représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques.

I<sub>r</sub> : Représente les risques.

1/ Lorsque (I<sub>g</sub> =1), cela veut que le risque est faible. Alors, on dimensionne l’évacuateur de crues pour une crue centennale.

2/ Lorsque ( $I_g = 2$ ), cela veut dire que le risque est moyen. Alors, on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

3/ Lorsque ( $I_g = 3$ ), le risque est élevé et dans ce cas la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire

**Tableau III.28 Choix de la crue de projet.**

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modère)	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissances moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
a crue de projet	$Q_{max}(1\%)+revanche$	$Q_{max} (1\%) +revanche$ majorée avec vérification pour $Q_{max} (0,1\%)$ et $Q_{max} (0,2\%)$	$Q_{max} (0.1\%)$

Pour notre cas, nous pouvons considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques sont faibles et que le risque en aval est moyen (le barrage est à 1,5 km de la ville d'ADEKAR), par conséquent on accepte un risque moyen ( $I_g = 2$ ) et on opte pour la crue millénaire.

Cela veut dire que dans les deux classifications, on opte pour une période de retour de 1000 ans. Donc, pour un débit qui vaut  $Q = 641 \text{ m}^3/\text{s}$ .

### **III.8 Apports solides et estimation du volume mort**

L'estimation de l'envasement (tranche morte) est indispensable pour un dimensionnement et harmonieux de l'ouvrage ; une évaluation correcte de sa durée de vie et une définition rationnelle des modes de gestion et d'exploitation. Le transport solide dans un cours d'eau constitue la seconde phase de l'érosion. La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés par l'écoulement dépend essentiellement de la vitesse d'écoulement et de granulométrie. L'eau trouve la puissance nécessaire pour ce transport dans la perte de charge qu'elle subit. Le champ d'exploitation de vitesse varie tout au long du profil de l'oued d'amont en aval. L'eau met en jeu deux types de mécanismes : le charriage et la suspension qui sont les

principaux types de transport solide. La capacité de charriage est liée à la nature granulométrique des matériaux et varie dans le temps et dans l'espace avec le débit liquide. La répartition entre le charriage et la suspension dépend essentiellement de la dimension des matériaux rapportées à la vitesse de l'eau et la turbulence de l'écoulement.

En tout point d'une rivière d'alimentation, le débit solide est défini par les caractéristiques hydrologiques de son bassin versant.

L'absence des mesures sur le transport solide oblige à avoir recours aux méthodes empiriques.

### III.8.1 Apport solide en suspension

#### A) Formule de Fournier (Touaibia, 2004)

$$Es = \frac{1}{36} \left[ \frac{Pm^2}{Pa} \right]^{2,65} \left[ \frac{h}{S} \right]^{0,46} \dots\dots\dots (III.56)$$

Avec :

Es : Taux d'abrasion en (t/Km<sup>2</sup>/an).

Pm : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (mm).

Pa: Pluie moyenne annuelle (mm).

h= 45%\*(Hmax - Hmin) (m).

S: Surface du bassin versant (km<sup>2</sup>).

AN: h= 679.95 m, Pm=241.84 mm (mois de décembre), Pa=1222.28 mm

D'où :

$$Es = 1844.2 \text{ t/Km}^2/\text{an}$$

### III.8.2 Calcul du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s$ :

La densité des dépôts de sédiments peut être estimée en utilisant l'équation suivante :

$$W = Wc.Pc + Wm.Pm + Ws.Ps$$

Avec :

W : poids unitaire (Kg/m<sup>3</sup>)

Pc, Pm, Ps : pourcentage d'argile, de silt et de sable dans l'apport de sédiments

Wc, Wm, Ws : coefficients d'argile, de silt et de sable calculés selon le tableau suivant



Type de sédiments	Diamètre	%
Argile	<0.004	13
Silt	0.004 à 0.62	35
Sable	0.062 à 2.0	52

Source : Cours Master (MIHOUBI, 2018)

Opération	Fonctionnement du réservoir		
1	Sédiments sont toujours submergés ou presque submergé		
2	Modéré à réservoir avec rabattement considérable		
3	Réservoir normalement vide		
4	Sédiment du cours d'eau		
	Initiale poids (masse)		
Opération	Wc	Wm	Ws
1	416	1120	1150
2	561	1140	1150
3	641	1150	1150
4	961	1170	1150

$$W=1.224$$

Source : Cours Master (MIHOUBI, 2018)

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments  $\gamma_s = 1.224 \text{ t/m}^3$ .

Le volume mort annuel est exprimé comme suit :

$$V_m = \frac{E_s \times S \times T}{\gamma_s} \dots\dots\dots (III.57)$$

T : Duré de vie de l'ouvrage T=100ans



$$V_m = 8.02 \text{ Mm}^3$$

AN :

**B) Formule de Tixeront :**

Cette formule tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit :

$$V_m = (1,05 \div 1,10) \frac{Q_s \cdot T}{\delta_s} \dots\dots\dots \text{(III.58)}$$

T : temps d'exploitation (T = 50 ans).

$\delta_s$  : Poids spécifique des sédiments (1,224 t/m<sup>3</sup>).

Q<sub>s</sub> : Débit solide en (tonne/an).

$$Q_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \cdot S \dots\dots\dots \text{(III.59)}$$

Avec :

L<sub>e</sub> : lame d'eau écoulé (mm)

S : surface du bassin versant (km<sup>2</sup>)

$\alpha$  : Caractéristique de perméabilité.

**Tableau III.29** Différentes valeurs de «  $\alpha$  »

Variation de perméabilité	$\alpha$
Elevée	8,5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

La perméabilité est moyenne dans notre bassin versant, on prend  $\alpha = 350$

Donc : Q<sub>s</sub> = 104412.04 m<sup>3</sup>/s

AN : Le volume annuel est exprimé comme suit :

$$V_m = 1.1 \cdot \frac{104412.04 \cdot 50}{1.224}$$

$$V_m = 4.69 \text{ Mm}^3$$

**C) Formule de Saidi**

$$Es = 19. M_0^{1,246} . Ce^{-0,885} \dots\dots (III.60)$$

Avec :

$M_0$  : Module de l'écoulement spécifique (l/s/km<sup>2</sup>).

$Ce$  : Coefficient de l'écoulement.

$$Es = 19. 17.3^{1,246} .0.79^{-0,885}$$

A.N :

$$Es = 816.51 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

$$Vm = \frac{Es \times S \times T}{\gamma_s} \dots\dots (III.61)$$

$S$  : surface du BV (km<sup>2</sup>)

$T$  : temps d'exploitation ( $T = 50$  ans).

$\gamma_s$  : Poids spécifique des sédiments (1,224 t/m<sup>3</sup>).

AN :

$$Vm = \frac{816.51 \times 106.47 \times 50}{1.224}$$

$$Vm = 3.55 \text{ Mm}^3$$

Récapitulation :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.30 Les valeurs du volume mort en suspension**

Formule	L'érosion spécifique (t/km <sup>2</sup> /an)	Volume mort (Mm <sup>3</sup> )
TIXERONT	/	8.02
FOURNIER	1844.2	4.69
SAIDI	816.51	3.55

On opte la valeur la plus proche la plus proche de celle trouvée par le bureau d'étude ENHYD, celle de TIXERONT, donc  $Vm = 8.02 \text{ Mm}^3$ . La station d'oued missa dispose de 20 années d'observation (1973 à 92), avec un taux moyen de 1330.355 (t/km<sup>2</sup>/an). Cette période d'observation est considérée suffisante pour évaluer le volume de transport solide (en suspension) car elle permet d'analyser l'évolution du cours d'eau et son comportement surtout que cette période à la plus forte pluviométrie dans la série qu'on possède. De plus les chiffres

donnés semblent de même ordre par rapport à celle trouvée dans les études sur des projets proche à la région, et celle de l'étude même de ce barrage.

Le volume mort a été estimé à 8.02 millions de m<sup>3</sup>, pour une période d'exploitation de 50 ans, avec un poids spécifique de 1,224 t/m<sup>3</sup>.

### Transport solide par charriage

Projeté sur l'Oued KISSIR a pour objectif de déterminer le volume de la réserve utile ainsi que le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

- La régularisation saisonnière est En général, le transport solide par charriage est estimé de (10 % à 20%) du transport solide en suspension. Prenons la moyenne du transport solide par charriage estimé à 15% de la totalité du transport solide en suspension.

Donc le transport solide par charriage = 1.203 Mm<sup>3</sup>

$$V_m = 9.23 \text{ Mm}^3$$

Donc, le volume mort durant 50 ans de vie de barrage sera estimé à

### III.9 Régularisation des débits

L'étude de régularisation du barrage utilisée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.

- La régularisation interannuelle est utilisée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation. Dans ce cas de figure, les eaux des saisons humides sont stockées pour être distribuées lors des saisons sèches. Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport (A80% en Mm<sup>3</sup>).
- La consommation totale (Mm<sup>3</sup>).
- Les infiltrations et l'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

### III.9.1 Répartition mensuel de l'apport 80% :

**Tableau III.31 Répartition mensuelle de l'apport.**

Mois	sept	oct.	nov.	déc.	janv.	fév.	mars	avril	mai	juin	juill.	aout	annuel
Apport <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	2.24	8.51	13.55	38.29	37.47	44.18	53.36	26.86	8.84	2.70	1.67	1.34	239.00
Apport (%)	0.94	3.56	5.67	16.02	15.68	18.48	22.32	11.24	3.70	1.13	0.70	0.56	100.00

On remarque la période octobre-Mai à un apport important, alors que la période de Juin-Septembre est sèche.

### III.9.2 Courbes «Hauteurs – Capacités - Surfaces»

L'approximation des volumes a été faite selon l'expression suivante :

$$DV_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot DH \quad \dots\dots (III.62)$$

$S_i$  : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau  $H_i$  en m<sup>2</sup> ;

$S_{i+1}$  : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau  $H_{i+1}$  en m<sup>2</sup> ;

$\Delta H$  : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveaux successives ;

$\Delta V$  : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm<sup>3</sup>.

$$DV_i = \frac{2}{3} \cdot S_{moy} \cdot DH \quad \dots\dots\dots (III.63)$$

Le tableau III.32 nous donne les coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface

**Tableau III.32 Courbe topographiques et volumétriques :**

Côte (m)	S (hm <sup>3</sup> )	V (km <sup>3</sup> )	Côte (m)	S (hm <sup>3</sup> )	V (km <sup>3</sup> )
0	0	0	25	1.7	19.0386
5	0.23	0.2406	30	2.03	27.8756
10	0.43	2.5176	35	2.33	38.4276
15	0.93	6.3896	40	2.66	50.7246
20	1.3	11.8866	45	3	64.7966

Suite tableau III.32 Courbe topographiques et volumétriques :

Côte (m)	S (hm <sup>3</sup> )	V (km <sup>3</sup> )	Côte (m)	S (hm <sup>3</sup> )	V (km <sup>3</sup> )
50	3.3	80.6736	70	4.9	162.8316
55	3.63	98.3856	75	5.3	188.1836
60	4.1	117.9626	80	5.72	215.5206
65	4.5	139.4346	85	6.17	244.8726
			90	6.7	276.26.96

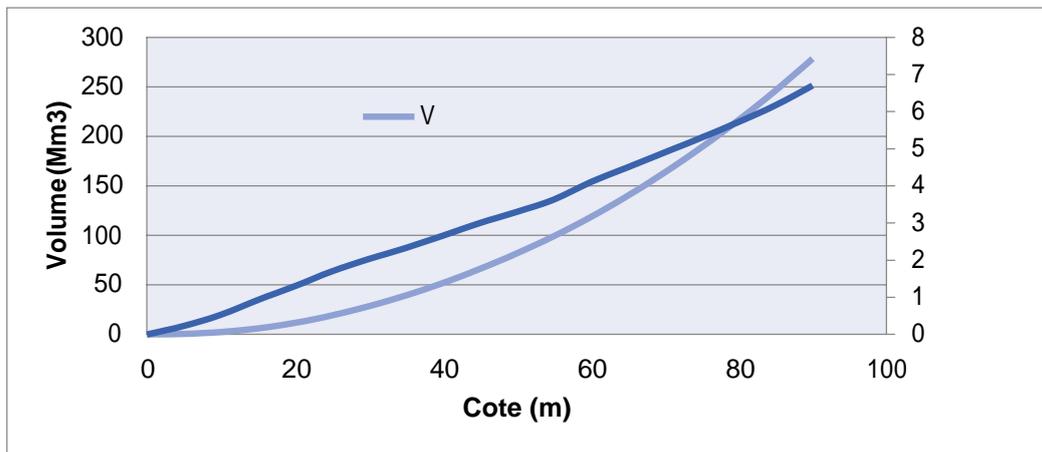


Figure III.20 Courbe hauteur-surface-volume

### III.9.3 Calcul du volume utile

Pour calculer le volume utile du barrage, nous avons besoin de :

- L'apport annuel A80%.
- La consommation totale.
- Le volume mort de la retenue.
- Le calcul de la régularisation qui est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau".

#### Procédé de calcul

- Détermination de la période de bonne hydraulicité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.



- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "Vs" et "Vd".
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période de bonne hydraulité est celle du mois de Décembre jusqu'au mois de Novembre.

Les calculs se font comme suit :  $V_{rf} = V_{ri} + (W-U)$ . ..... (III.64)

Avec :  $V_{rf}$ : Volume de remplissage final.

$V_{ri}$ : Volume de remplissage initial.

S : Volume excédentaire à évacuer.

**Remarque :** Du moment que nos apports sont supérieurs aux besoins, on opte pour une régularisation saisonnière.

#### **III.9.4 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes**

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normales d'exploitation. C'est-à-dire à la côte du niveau normal de la retenue NNR.

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution, s'appelle temps de fonctionnement. A ce dernier s'ajoutent les consignes d'exploitation qui sont au nombre de deux :

- **Première consigne d'exploitation :** Elle consiste à remplir le barrage, lors des crues, jusqu'au niveau normal de la retenue (NNR). Ensuite restituer l'excédent d'eau qui est déversée par l'évacuateur de surface.

Le niveau de remplissage initial est fixé au remplissage final qui est déterminé pour chaque mois, en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'on ne doit pas dépasser.

- **Deuxième Consigne d'exploitation :** Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface.
- Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau suivant :



**Tableau III.33 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm<sup>3</sup>)**

Mois	A <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	U <sub>20%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	A-U (Mm <sup>3</sup> )	1 <sup>ère</sup> consigne			2 <sup>ème</sup> consigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Déc.	13.55	3.86	9.69	18.92	9.23			2,5	-9.69
Jan	38.29	3.54	34.75	18.92			-0.46	2,5	-34.75
				53.67	53.67		-25.52	2,5	-34.2
Fév.	37.47	3.27	34.2	87.87	61.95	25.92	-24.97	6,73	-39.97
Mars	44.18	4.21	39.97	101.92	61.95	39.97	-30.74	11,82	
				108.96	61.95	47.01	-4.49	15,22	
Avril	53.36	6.35	47.01	81.38	61.95	19.43	42.52	18,57	
				58.52	58.52	25.92	61.95	17,51	
Mai	26.86	7.43	19.43	46.24	46.24		58.52	14,21	
				30.73	30.73		46.24	10,71	
Juin	8.84	12.27	-3.43	18.43	18.43		30.73	7,21	
				10.56	10.56		18.43	4,22	
juill.	2.7	14.98	-12.28	9.23	9.23		10.56	2,5	
aout	1.67	17.18	-15.51						
sept	1.34	13.64	-12.3						
oct.	2.24	10.11	-7.87						
nov	8.51	9.84	-1.33						
				-123.33			9.23		+123.33

Du tableau précédent, il ressort :

$$V_s = 185.05 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d = 52.72 \text{ M m}^3.$$

Donc : le barrage fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$  alors on prend  $V_u = V_d$

$$V_u = 52.72$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m$$

$$D'où : V_{NNR} = V_m + V_u = 9.23 + 52.72$$

$$V_{NNR} = 61.95$$

### III.9.5 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Deux types de pertes caractérisent la retenue :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

#### **A) Pertes par évaporation**

Nous avons :

$$V_{ep} = S_{moy} * E_s \dots\dots\dots (III.65)$$

$V_{ep}$  : volume perdu à cause de l'évaporation.

$E_s$  : Evaporation mensuelle (mm).

$S_{moy}$  : Surface du plan d'eau correspondant au volume moyen ( $V_{moy}$ ).

$V_{moy}$  : volume moyen.

$$V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \dots\dots\dots (III.66)$$

$V_{rf,i}$  et  $V_{rf,i+1}$  : les volumes de la retenue de deux mois successifs.



### B) Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta \cdot V_{\text{moy}}}{100} \dots\dots\dots (\text{III.67})$$

$V_{\text{inf}}$  : Volume perdu à cause de l'infiltration.

$\delta$  : Coefficient qui dépend des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

$V_{\text{moy}}$  : Volume moyen.

$V_{\text{rf},i}$  et  $V_{\text{rf},i+1}$  : Les volumes de la retenue de deux mois successifs

**Tableau III.34 Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm<sup>3</sup>)**

Mois	A <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	U <sub>20%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	Perte (Mm <sup>3</sup> )	A - (U+P) (Mm <sup>3</sup> )	1 <sup>ère</sup> consigne			2 <sup>ème</sup> consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Déc.	13.55	3.86	0.16	9.53	18.76	9.23			9.23	
						18.76		-0.3	9.23	-9.53
Jan	38.29	3.54	0.36	34.39	53.15	53.15		-25.16	9.23	-34.39
Fév.	37.47	3.27	0.57	33.63	86.78	67.83	18.95	-24.4	9.23	-33.63
Mars	44.18	4.21	0.65	39.32						
					107.15	67.83	39.32	-30.09	9.23	-39.32
Avril	53.36	6.35	0.63	46.38	114.21	67.83	46.38	2.75	9.23	-6.48
Mai	26.86	7.43	0.73	18.7						
					86.53	67.83	18.7	49.13	49.13	
Juin	8.84	12.27	0.81	-4.24	63.59	63.59	18.95	67.83	67.83	
juill.	2.7	14.98	0.84	-13.12						
aout	1.67	17.18	1.89	-17.4	50.47	50.47	39.32	63.59	63.59	
sept	1.34	13.64	0.41	-12.71	33.07	33.07	46.38	50.47	50.47	
oct.	2.24	10.11	1.18	-9.05	20.36	20.36		33.07	33.07	
nov	8.51	9.84	0.75	-2.08	11.31	11.31		20.36	20.36	
					9.23	9.23		11.31	11.31	
							123.35	9.23	9.23	-123.35

Du tableau précédant, il ressort :

$$V_s = 181.95 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d = 58.6 \text{ Mm}^3.$$

Donc, le barrage fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$  alors on prend  $V_u = V_d$

$$\mathbf{V_u = 58.6}$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m$$

$$D'où : V_{NNR} = V_m + V_u = 9.23 + 58.6 = 67.83 \text{ Mm}^3$$

$$\mathbf{V_{NNR} = 67.83}$$

Donc, le volume utile saisonnier est de :

$$\mathbf{V_u = 58.6}$$

Il correspond à un niveau :

$$\mathbf{NNR = 46 \text{ m}}$$

### **III.10 Laminage des crues**

Le calcul du laminage des crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation, sans affecter la sécurité globale de l'aménagement. Ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue, Cette relation peut être formulée comme suit :

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \quad \dots \dots \dots \text{(III.68)}$$

Q : Le débit entrant de la crue.

q : Le débit déversé par l'évacuateur de crue (débit laminé).

S : La surface du plan d'eau de la cuvette.



Le débit cumule à l’instant t est :

$$Q-q=S \cdot \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots (III.69)$$

$\frac{dh}{dt}$  : La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

Il existe plusieurs procédés de calcul comme ceux de Hildenblate, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step , Muskingum ainsi que d'autres méthodes, nous retenons la méthode de Muskingum.

**III.10.1 Méthode de Muskingum :**

**III.10.1.1 Laminage d’une onde de crue dans un tronçon de rivière**

Le mouvement de l’eau durant une période de crue dans un tronçon de rivière ou d’égout obéit aux équations de Saint-Venant. Ces équations traduisent la conservation de la masse et de la quantité de mouvement le long d’un tronçon orienté selon la direction principale d’écoulement X. L’équation de la quantité de mouvement se présente comme suit :

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g (h_0 - h) + \frac{\partial q}{\partial x} \dots\dots\dots (III.70)$$

L’équation de continuité ou de conservation de la masse est la suivante :

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots (III.71)$$

En plus des notations habituelles, q désigne dans ces équations le débit latéral par unité de longueur du tronçon de rivière, débit qui entre dans le tronçon ou en sort.

La signification des cinq termes de l’équation(III.68) est la suivante :

- a) Le terme 1 représente l’accélération temporelle locale. Plus précisément, il rend compte de la vitesse de la variation du débit durant la crue. A titre d’exemple, si le débit de crue augmente de 1 m<sup>3</sup>/s à 2m<sup>3</sup>/sen une heure, ce terme vaut (1 m<sup>3</sup>/s - 2m<sup>3</sup> /s) / 3600s =0 ,000277m<sup>3</sup>/s. L’importance relative de ce terme, qui en l’occurrence est faible, doit être comparée avec celle des autres termes apparaissant dans l’équation.



- b) Le terme 2 représente l'accélération convective qui peut exister quand il y a un changement dans la géométrie (élargissement, rétrécissement). En absence de changement de section ce terme peut être négligé.
- c) Le terme 3 traduit le bilan des forces de pression dues au changement de la profondeur y avec l'abscisse x.
- d) Le terme 4 exprime les forces de gravité ( $S_o$ ) et les forces de frottement ( $S_f$ ).
- e) Le terme 5 exprime l'apport ou ma perte de la quantité du mouvement dus à un apport ou une perte d'eau sur le côté latéral.

La résolution des équations 1 et 2 est faisable mais pose parfois des difficultés d'ordre pratique et numérique (Cunge et Wegner 1964). On a ainsi souvent cherché à simplifier ce système selon les applications et les contextes.

D'après plusieurs études (Cunge et al. 1980), les trois premiers termes de l'équation III.68 peuvent être négligés pour la plupart des crues dans les rivières, si bien que l'équation III.68 devient en l'absence d'apport de débit latéral :

$$Q_0 = Q_1 \dots \dots \dots (III.72)$$

L'équation de continuité 2 peut être mise sous la forme suivante :

$$Q_1 - Q_2 = \frac{\Delta S}{\Delta t} \dots \dots \dots (III.73)$$

Ou :  $Q_1$  (INPUT ou Inflow) désigne le débit d'entrée  $Q_E$ .

$Q_2$  (OUTPUT ou Outflow) désigne le débit de sortie  $Q_s$ .

S désigne l'emmagasinement d'eau dans le tronçon.

L'équation III.71 exprime tout simplement le principe de conservation de la masse ? Le taux de variation de l'emmagasinement est égal à la différence entre les débits entrant et sortant.

Après intégration entre deux instants assez rapprochés  $t_1$  et  $t_2$ , l'équation 71 s'écrit :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t_1}^{t_2} (Q_1 - Q_2) dt \dots \dots \dots (III.74)$$

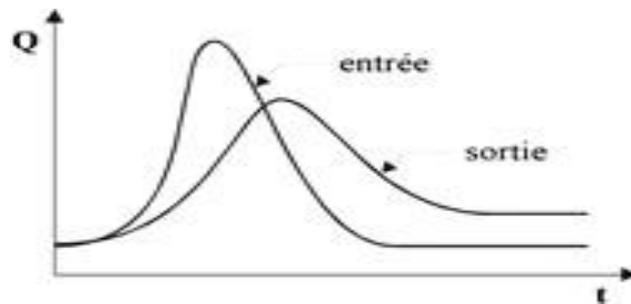
Pour un petit intervalle de temps  $\Delta t = t_2 - t_1$ , on peut écrire :

$$S_2 - S_1 = \left( \frac{Q_1 + Q_2}{2} - \frac{Q_1 + Q_2}{2} \right) \Delta t \dots \dots \dots (III.75)$$

La résolution du problème consiste à déterminer  $Q_1$  et  $Q_2$ , connaissant  $Q_1$  et  $Q_2$ . L'équation III.73 ne peut être utile que si l'on dispose d'une fonction d'emménagement pour déterminer  $Q_1$  et  $Q_2$ .

**a) Principe de la méthode de solution**

Le laminage à travers un réservoir est dû à la restriction qui limite le débit de sortie lorsque l'évacuation s'opère par le fond, à travers une vanne ou un orifice. Dans le cas d'un barrage-déversoir de grande surface, le débit d'entrée ne produit qu'une faible variation de la hauteur d'eau. C'est justement cette hauteur dans le réservoir qui gouverne le débit de sortie qui se voit ainsi laminé. Lorsque le déversoir est muni d'une contraction latérale, le laminage est encore plus prononcé.



**Figure III.21** Laminage à travers un barrage

Pour traduire le bilan d'eau, l'équation III.73 s'applique encore. Elle peut être réécrite :

$$2 \frac{Q_2}{\Delta t} + Q_2 = Q_1 + Q_2 + 2 \frac{Q_1}{\Delta t} + Q_1 - 2Q_1 \dots \dots \dots (III.76)$$

Cette équation permet de résoudre partiellement le problème, car elle permet de calculer la quantité inconnue  $[2S_2 / \Delta t + Q_2]$ , en fonction d'autres quantités toutes connues qui figurent dans le membre de droite. Rappelons que les indices 1 et 2 désignent respectivement le début et la fin d'un intervalle de temps  $t_1$  et  $t_2$ , qui représentent les débits d'entrée au début et à la fin de l'intervalle, sont connus car l'hydrogramme d'entrée du réservoir est supposé connu à tous les instants.  $Q_1$  et  $Q_1$  sont connus car ils constituent les conditions initiales qui prévalent avant le début de la crue. Au cours de la crue,  $Q_1$  et  $Q_1$  sont connus à cause de la récursivité des calculs. Le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent.

La question qui se pose est : comment calculer le débit de sortie  $Q_2$  à partir de la quantité connue  $[2S_2 / \Delta t + Q_2]$  ?

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique  $Q = \frac{2S}{\Delta t} + Q_0$ . Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir. Elle ne dépend que des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation.

Comme il sera démontré dans les deux prochains paragraphes, le stockage S et le débit de sortie dépendent de la profondeur h dans le réservoir. On se donne arbitrairement un certain nombre de valeurs de h pour couvrir adéquatement les plages de variation en période de crue et on construit le tableau suivant :

**Tableau III.35 Valeurs de h et les plages de variation en période de crue**

$h_1$	$S_1$	$O_1$	$2S_1/\Delta t + Q_1$
$h_2$	$S_2$	$O_2$	$2S_2/\Delta t + Q_2$
$h_3$	$S_3$	$O_3$	$2S_3/\Delta t + Q_3$
...	...	...	...
$h_n S_n O_n$			$2S_n/\Delta t + Q_n$

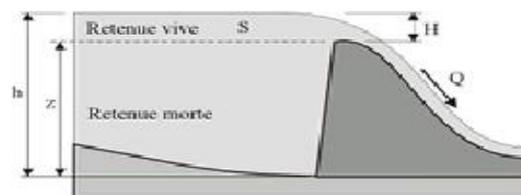
Les deux dernières colonnes du tableau permettent de tracer la fonction cherchée :

$$Q(h) = \frac{2S}{\Delta t} + Q_0$$

**b) Calcul du débit de sortie**

Il y a plusieurs types d'évacuation de l'eau des réservoirs. Globalement, on peut pratiquement tous les intégrer dans l'une ou l'autre des deux familles suivantes :

1) Evacuation a surface libre par un déversoir (figure III.22). Dans ce cas, le débit de sortie se calcule par une relation de la forme :



**Figure III.22** Evacuateur à surface libre à entonnement frontal

$$Q = CBH^{3/2} = CB(h - z)^{3/2} \dots \dots \dots (III.77)$$

Ou : C : c'est une constante qui tient compte de la forme du déversoir

B : est la largeur de déversoir



H : est la charge au-dessus de la crête z en avant du déversoir,

h: est la profondeur d'eau en amont du déversoir.

2) Evacuation par le fond à travers une vanne ou un orifice le débit se calcule alors par une relation de la forme :

$$Q = mA \sqrt{2gh} \dots\dots\dots (III.78)$$

Ou : m : est une constante de débit

A :est la section d'écoulement

h : est la hauteur d'eau à partir du centre de la section d'écoulement jusqu'à la surface libre.

### c) Calcul du volume stocké

Quand la section A du réservoir est constante, le calcul du volume stocké S pour une profondeur h donnée se fait à l'aide de la formule simple suivante :

$$S = Ah \dots\dots\dots (III.79)$$

Ceci est le cas pour certains bassins de rétention artificiels construis en milieu urbain.

Pour les réservoirs naturels, les berges ne sont pas verticales .les courbes d'emmagasinement se présentent alors sous la forme :

$$S = a_0 + a_1 h + a_2 h^2 + a_3 h^3 + \dots + a_n h^n \dots\dots\dots (III.80)$$

Les coefficients  $a_0, a_1, a_2, \dots, a_n$  qui sont propres à chaque réservoir, doivent être déterminés à partir des relevés géodésiques sur le fond et les berges.

Que la section soit constante ou variable avec la profondeur, la connaissance de h permet de déterminer le volume stocké.

#### III.10.1.2 Application de la méthode de Muskingum pour une largeur de déversoir b=15 m

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

$$Q = mb \sqrt{2gH}^{3/2} \dots\dots\dots (III.81)$$

Pour b= 15 m et m = 0,49 :  $Q = 43,41 H^{3/2}$

La courbe capacité –hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire (figure III.23) avec un coefficient de corrélation  $r = 1$  entre les altitudes 0m NGA et 90m NGA.



$$V(H) = 10^{-6} H^4 - 0.0001 H^3 + 0.0413 H^2 - 0.2119 H + 0.209$$

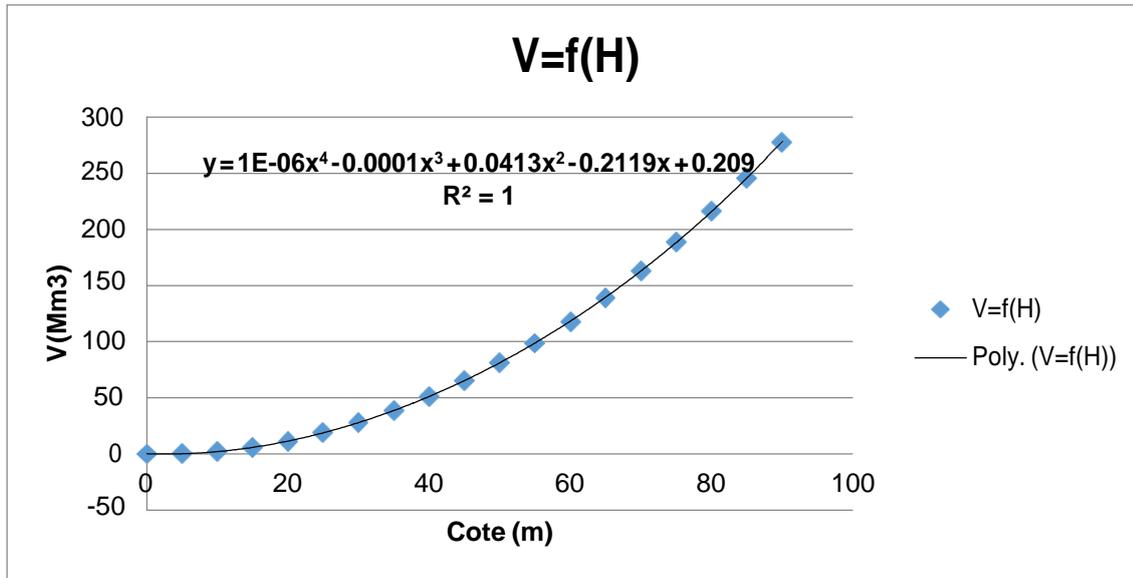


Figure III.23 Modélisation de la courbe capacité- hauteur

La courbe surface –hauteur peut être modélisée par l'équation (figure III.24) avec un coefficient de corrélation  $r = 0.999$  entre les altitudes 0m NGA et 90m NGA.

$$S(Km^2) = -0.4171 H^2 + 16.411 H + 2.1145$$

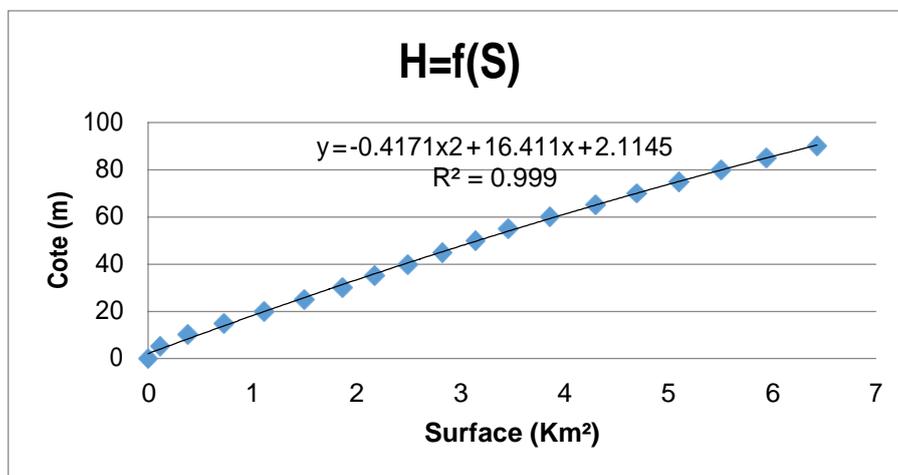


Figure III.24 Modélisation de la courbe surface-hauteur

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage

$$f(Q_s) = (2S/\Delta t + Q_s) :$$

Initialement le débit de sortie  $Q_s = 0 \text{ m}^3/\text{s}$  et la hauteur  $H = 0\text{m}$ , le volume stocké  $V_s = 0\text{m}^3$ .

La valeur maximal de débit d'entrée  $Q_e = 641 \text{ m}^3/\text{s}$  nous donne la plage à couvrir avec le variable  $H$  :  $641 = 32.56 H^{3/2}$ , soit  $H_{\max} = 7.29 \text{ m}$ .

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de  $H$  sont donnés dans le tableau III.36

**Tableau III.36 Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour  $b=15 \text{ m}$ .**

H (m)	COTE (m NGA)	Q (m <sup>3</sup> /s)	S (m <sup>3</sup> )	2S/ΔT+O
0	46	0.000	3062.367	0.000
0.5	46.5	1549.625	3099.251	12.559
1	47	3136.211	3136.211	34.678
1.5	47.5	4759.874	3173.249	63.029
2	48	6420.730	3210.365	96.424
2.5	48.5	8118.894	3247.558	134.178
3	49	9854.483	3284.828	175.828
3.5	49.5	11627.613	3322.175	221.033
4	50	13438.400	3359.600	269.530
4.5	50.5	15286.960	3397.102	321.107
5	51	17173.409	3434.682	375.590
5.5	51.5	19097.862	3472.339	432.830
6	52	21060.437	3510.073	492.700
6.5	52.5	23061.248	3547.884	555.089
7	53	25100.413	3585.773	619.898
7.29	53.29	26300.748	3607.784	658.563

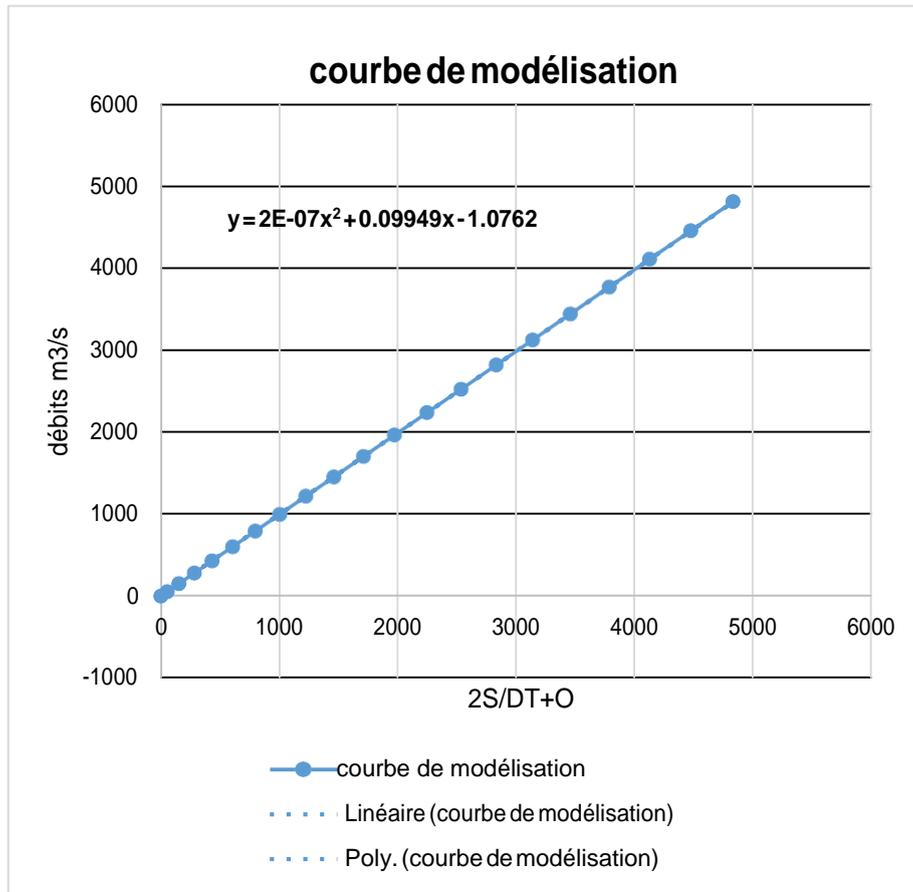


Figure III.25 Courbe caractéristique du barrage pour b=15 m.

Utilisons la courbe caractéristique du barrage et l'équation

$$2 \frac{Q_2}{\Delta t} + Q_2 = Q_{1+} + 2 \frac{Q_1}{\Delta t} + Q_{1-} - 2Q_1$$

On détermine l'hydrogramme des débits de sortie

Tableau III.37 Calcul de l'hydrogramme de sortie pour b=15 m.

temps	débit d'entrée	I1+I2	2S/DT+O	(2S/DT+O)-2O	O débits m3/s
0	0	0	0	0	0
0.82	25.64	25.64	25.64	22.654532	1.492734
1.64	102.56	128.2	150.854532	122.988936	13.9327978
2.46	230.76	333.32	456.308936	367.749551	44.2796928
3.28	410.24	641	1008.74955	810.420215	99.1646679

Suite tableau III.37 Calcul de l'hydrogramme de sortie pour b=15 m.

temps	débit d'entrée	I1+I2	2S/DT+O	(2S/DT+O)-2O	O débits m3/s
4.1	641	1051.24	1861.66022	1493.85753	183.901342
4.92	549.577375	1190.57738	2684.43491	2153.14689	265.644008
5.74	467.289	1016.86638	3170.01326	2542.24083	313.886218
6.56	393.654125	860.943125	3403.18395	2729.0805	337.051726
7.38	328.192	721.846125	3450.92663	2767.33671	<b>341.79496</b>
8.2	270.421875	598.613875	3365.95058	2699.2454	333.35259
9.02	219.863	490.284875	3189.53028	2557.87981	315.825233
9.84	176.034625	395.897625	2953.77744	2368.97106	292.403188
10.66	138.456	314.490625	2683.46168	2152.36705	265.547318
11.48	106.646375	245.102375	2397.46942	1923.20145	237.133987
12.3	80.125	186.771375	2109.97282	1692.83042	208.5712
13.12	58.411125	138.536125	1831.36655	1469.58321	180.891667
14.76	27.482875	68.506875	1327.87047	1066.13181	130.869331
15.58	17.307	44.789875	1110.92168	892.290745	109.315469
16.4	10.015625	27.322625	919.61337	738.995393	90.3089883
17.22	5.128	15.143625	754.139018	606.400795	73.8691115
18.86	0.641	2.804375	496.665111	400.086953	48.2890788
19.68	0.080125	0.721125	400.808078	323.276713	38.7656826
20.5	0.078599	0.080125	323.356838	261.215035	31.0709019



**Tableau III.38 Hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties.**

Hydrogramme d'entrée			Hydrogrammes de sortie (m <sup>3</sup> /s)											
			Hd=4.72m	Hd=3.91m	Hd=3.38m	Hd=3m	Hd=2.71m	Hd=2.48m	Hd=2.3m	Hd=2.14m	Hd=2.01m	Hd=1.90 m	Hd=1.80m	Hd=1.72m
T (heures)	Q (m3/s)	Q1+Q2 (m <sup>3</sup> /s)	B=15 m	B=20 m	B=25 m	B=30 m	B=35 m	B=40 m	B=45 m	B=50 m	B=55 m	B=60 m	B=65 m	B=70 m
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.82	25.640	25.640	1.709	1.723	1.731	1.737	1.741	1.749	1.746	1.748	1.750	1.751	1.752	1.753
1.64	102.560	128.200	13.795	13.915	13.987	14.037	14.072	14.129	14.119	14.136	14.150	14.161	14.171	14.178
2.46	230.760	333.320	43.278	43.657	43.885	44.042	44.153	44.330	44.301	44.354	44.399	44.435	44.466	44.489
3.28	410.240	641.000	96.599	97.449	97.958	98.308	98.558	98.949	98.887	99.007	99.107	99.187	99.257	99.307
4.1	641.000	1051.240	178.922	180.496	181.441	182.089	182.552	183.277	183.164	183.386	183.571	183.719	183.849	183.942
4.92	549.577	1190.577	258.336	260.610	261.974	262.911	263.579	264.624	264.462	264.783	265.050	265.265	265.452	265.585
5.74	467.289	1016.866	305.204	307.891	309.503	310.609	311.399	312.634	312.442	312.821	313.137	313.390	313.611	313.769
6.56	393.654	860.943	327.710	330.595	332.325	333.513	334.362	335.687	335.482	335.889	336.228	336.500	336.737	336.907
7.38	328.192	721.846	<b>332.318</b>	<b>335.243</b>	<b>336.998</b>	<b>338.203</b>	<b>339.063</b>	<b>340.407</b>	<b>340.199</b>	<b>340.612</b>	<b>340.956</b>	<b>341.232</b>	<b>341.472</b>	<b>341.644</b>
8.2	270.422	598.614	324.116	326.969	328.681	329.856	330.695	332.006	331.802	332.205	332.541	332.810	333.044	333.212
9.02	219.863	490.285	307.088	309.791	311.413	312.526	313.321	314.563	314.370	314.752	315.070	315.325	315.547	315.706
9.84	176.035	395.898	284.333	286.836	288.337	289.368	290.104	291.254	291.076	291.429	291.723	291.959	292.165	292.312



Suite tableau III.38 Hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties.

Hydrogramme d'entrée			Hydrogrammes de sortie (m <sup>3</sup> /s)											
			Hd=4.72m	d'entrée	Hd=4.72m	d'entrée	Hd=4.72m	d'entrée	Hd=4.72m	d'entrée	Hd=4.72m	d'entrée	Hd=4.72m	d'entrée
T (heures)	Q (m3/s)	T (heures)	Q (m3/s)	T (heures)	Q (m3/s)	T (heures)	Q (m3/s)	T (heures)	Q (m3/s)	T (heures)	Q (m3/s)	T (heures)	Q (m3/s)	T (heures)
10.66	138.456	314.491	258.242	260.515	261.879	262.815	263.483	264.528	264.366	264.687	264.954	265.168	265.355	265.489
11.48	106.646	245.102	230.638	232.668	233.886	234.722	235.319	236.252	236.107	236.393	236.632	236.823	236.991	237.110
12.3	80.125	186.771	202.889	204.675	205.746	206.481	207.006	207.827	207.699	207.951	208.162	208.330	208.477	208.582
13.12	58.411	138.536	175.998	177.547	178.476	179.114	179.569	180.282	180.170	180.389	180.571	180.717	180.844	180.936
13.94	41.024	99.435	150.676	152.002	152.797	153.343	153.733	154.343	154.248	154.435	154.591	154.716	154.825	154.903
14.76	27.483	68.507	127.401	128.521	129.194	129.655	129.985	130.501	130.420	130.578	130.710	130.815	130.908	130.974
15.58	17.307	44.790	106.461	107.397	107.959	108.344	108.620	109.051	108.983	109.115	109.225	109.314	109.391	109.446
16.4	10.016	27.323	87.996	88.769	89.233	89.552	89.780	90.136	90.080	90.189	90.280	90.353	90.417	90.462
17.22	5.128	15.144	72.024	72.657	73.037	73.298	73.484	73.776	73.729	73.819	73.893	73.953	74.005	74.042
18.04	2.163	7.291	58.468	58.982	59.290	59.501	59.653	59.890	59.852	59.924	59.985	60.033	60.075	60.106
18.86	0.641	2.804	47.173	47.587	47.835	48.006	48.128	48.320	48.288	48.347	48.396	48.435	48.469	48.493
19.68	0.080	0.721	37.921	38.253	38.453	38.590	38.688	38.842	38.817	38.864	38.903	38.934	38.962	38.981
20.5	0.000	0.080	30.445	30.712	30.872	30.982	31.060	31.185	31.164	31.201	31.233	31.258	31.280	31.296

Figure III.21 Hydrogrammes de sorties

**Tableau III.39 Tableau récapitulatif des résultats de laminage**

<b>B (m)</b>	<b>Hd (m)</b>	<b>NPHE (m NGA)</b>	<b>q laminé (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>V forcé (Mm<sup>3</sup>)</b>
15	4.72	50.72	333.47	21.280
20	3.91	49.91	336.06	18.542
25	3.38	49.38	337.65	16.776
30	3	49	338.69	15.522
35	2.71	48.71	339.45	14.573
40	2.48	48.48	340.1	13.824
45	2.3	48.3	340.45	13.241
50	2.14	48.14	340.9	12.725
55	2.01	48.01	341.1	12.306
60	1.9	47.9	341.35	11.953
65	1.8	47.8	341.55	11.633
70	1.72	47.72	341.42	11.378

### **III.11 Etude d'optimisation**

Cette étude consiste à déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement.

Pour faire il faut évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue pour choisir la plus économique.



**III.11.1 La revanche**

C'est la différence de niveau entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux. Elle est en fonction de la hauteur des vagues  $h$ , de la vitesse du vent  $U$  et de la vitesse de propagation des vagues  $V$  dans la retenue.

Pour le calcul de la revanche plusieurs formules sont à utiliser :

a) Formule de MALLET et PACQUANT (Touaibia, 2001)

$$R = h + \frac{V^2}{2g} + S \dots\dots\dots \text{(III.82)}$$

Avec :

$$h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{F} \dots\dots\dots \text{(III.83)}$$

$V$  : Vitesse de propagation des vagues (m/s) ;

$$V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} h \dots\dots\dots \text{(III.84)}$$

$F$  : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la direction du barrage appelée Fetch qui doit être inférieure à 18Km [ $F = 1,5\text{km}$ ] ;

$S$  : Marge de sécurité = 0.5m ;

A.N:

$$h = 0,5 + 0,33\sqrt{1.4} = 0,89 \square$$

$$\square = 1,5 + 0,66 \cdot h = 1,5 + 0,66 \cdot 0,89 = 2,09 \square / \square$$

$$\square = 0,89 + \frac{2,09^2}{2 * 9,81} + 0,5$$

Donc :

**R=1.61 m**

b) Formule de STEVENSON (Schleiss, A. J., & Pougatsch H, 2011).

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots \text{(III.85)}$$



$$R = 0,75H + \frac{H^2}{2F} + H \dots\dots (III.86)$$

Avec: H: Hauteur des vagues

F: Le fetch (expliqué dans le paragraphe précédent) = 1,4 km

A.N: H= 0.869

Formule de Gaillard:  $V = 1.5 + 2.H = 1.5 + 2 * 0.869 = 3.238 \text{ m/s} \dots (III.87)$

Donc:

**R=1.67 m**

c) Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0,3 \sqrt{F} \dots\dots (III.88)$$

A.N :  $R = 1 + 0,3 \sqrt{1.4}$

**R=1.35 m**

**Tableau III.40 Résultats de calcul de la revanche**

Formule	MAILLET et PACQUANT	STENVENSON	Simplifiée	Moyenne
Valeur de la Revanche (m)	1.61	1.67	1.35	1.54

Considérant seulement la retenue des vagues qui se forment sous l'action des vents, et qui est prévue-normalement dans les barrages et en fonction du laminage de crue dix millénaire, Dans le cas particulier de la crue dix millénaire presque tout l'espace de la revanche peut être utilisé pour son laminage. Pour le cas étudié de cette crue et pour la variante du barrage On prend la valeur la plus proche de la moyenne. Donc celle obtenue par la formule de MAILLET et PACQUANT

**R=1.60 m**

**III.11.2 Tassement de la digue et fondations**

Le tassement est calculé par les formules suivantes :

$$T = 0.015 h_b \dots\dots\dots (III.89)$$

$$T = 0.001 h_b^{3/2} \dots\dots\dots (III.90)$$

Avec :

T = Tassement de la crête du barrage.

$h_b$  = Hauteur du barrage.

Donc le tassement est estimé à

$$T=0.72m$$

### III.11.3 Largeur en crête

La crête facilite la circulation sur le barrage une fois terminé. Elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale que le barrage doit atteindre à terme.

La largeur de la crête dépend de plusieurs facteurs, notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein. La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

✚ Formule T.KNAPPEN  $b = 1,65H_b^{0.5} \dots\dots (III.91)$

✚ Formule E.F.PREECE  $b = 1,1H_b^{0.5} + 1 \dots (III.92)$

✚ Formule SIMPLIFIEE  $b = 3,6.H^{1/3} - 3 \dots\dots(III.93)$

✚ Formule pratique (USBR)  $b = 5/3\sqrt{H_b} \dots (III.94)$

Les résultats de calcul selon les différentes relations sont récapitulés ci-après :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \dots (III.95)$$

NNR : cote du niveau NNR (m NGA)

$C_f$  : Cote du fond = 0.00 m

$H_{dév}$  : charge déversante au-dessus du déversoir

R : Revanche = 1,60 m,  $t$  : tassement = 0,72 m.

**Tableau III.41 Résultats de calcul de la largeur en crête.**

B (m)	H (m)	NPHE (m NGA)	q laminé (m³/s)	V forcé (Mm³)	cote (m NGA)	Hb (m)	Largeur en crête (m)				
							KNAP.	PREECE	SIMPLIF.	PRATIQ.	MOYENNE
15.000	4.720	50.720	333.470	21.280	53.050	53.050	12.018	9.012	10.527	12.139	10.924
20.000	3.910	49.910	336.060	18.542	52.240	52.240	11.926	8.950	10.458	12.046	10.845
25.000	3.380	49.380	337.650	16.776	51.710	51.710	11.865	8.910	10.412	11.985	10.793
30.000	3.000	49.000	338.690	15.522	51.330	51.330	11.821	8.881	10.379	11.941	10.756
35.000	2.710	48.710	339.450	14.573	51.040	51.040	11.788	8.859	10.354	11.907	10.727
40.000	2.480	48.480	340.100	13.824	50.810	50.810	11.761	8.841	10.334	11.880	10.704
45.000	2.300	48.300	340.450	13.241	50.630	50.630	11.741	8.827	10.318	11.859	10.686
50.000	2.140	48.140	340.900	12.725	50.470	50.470	11.722	8.815	10.304	11.840	10.670
55.000	2.010	48.010	341.100	12.306	50.340	50.340	11.707	8.805	10.293	11.825	10.657
60.000	1.900	47.900	341.350	11.953	50.230	50.230	11.694	8.796	10.283	11.812	10.646
65.000	1.800	47.800	341.550	11.633	50.130	50.130	11.682	8.788	10.274	11.800	10.636

On opte pour une largeur en crête de 10.7m.

### III.11.4 Calcul des coûts

#### III.11.4.1 Coût de la digue

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on calcul les volumes de la digue correspondantes aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules suivantes :

$$V_b = \sum V_i \dots\dots(III.96)$$

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \dots\dots (III.97)$$



Avec :

$V_i$  : le volume de barrage à la cote  $i$ .

$L_i$  : distance entre deux coupes voisines.

$S_i$  : section transversale correspondante à la coupe  $i$ , donnée par la formule :

$$S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \quad \dots\dots (III.98)$$

$B_i$  : largeur de base ;

$$B_i = (m_1 + m_2) H_i + b \quad (III.99)$$

$m_1, m_2$  : fruits de talus amont et aval du barrage.

Talus amont : 2 ; 2.5

Talus avale : 2 ; 2.5 et 3

$H_i$  : hauteur de la tranche au point  $i$ , donnée par :

$$H_i = NNR - C_f + R + H_d + t \quad \dots\dots (III.100)$$

Le prix du mètre cube de remblai est estimé à 3400DA.

Les volumes et les couts de la digue pour les différentes largeurs sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.42 Cout de la digue**

B (m)	H b (m)	V b (m3)	Coût (DA)
15	53.05	1682738,74	5721311713
20	52.24	1640718,91	5578444291
25	51.71	1613747,3	5486740817
30	51.33	1594663,74	5421856713
35	51.04	1580243,02	5372826265

Suite tableau III.42 Cout de la digue

B (m)	H b (m)	V b (m3)	Coût (DA)
40	50.81	1591592,09	5411413103
45	50.63	1600419,65	5441426807
50	50.47	1608226,31	5467969451
55	50.34	1614541,47	5489440995
60	50.23	1619865,63	5507543139
65	50.13	1624690,32	5523947085
70	50.05	1628539,47	5537034195

### III.11.4.2 Coût de l'évacuateur de crues

✚ Le déversoir :

Le type déversoir est de « Creager », il s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement, ainsi que cette lame d'eau épouse toujours ce type de profil. Le déversoir sera construit en béton armé.

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversante à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \left( \frac{X}{H} \right)^{1,80} \dots (III.101)$$

Avec :

H : Charge sur le seuil ;

Y : Ordonnée du profil (m) ;

### Chapitre III

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera :  $V_d = S * B$

Avec :

S : Section transversale (m<sup>2</sup>).

B : Largeur De déversoir (m).

En fixant le mètre cube de béton à 37 000DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs sont représenté dans le tableau suivant :

**Tableau III.43 Coût de déversoir**

B (m)	H (m)	S (m <sup>2</sup> )	V <sub>d</sub> (m <sup>3</sup> )	Coût (DA)
15	4.72	57.96	869.4	32167800
20	3.91	48.12	962.4	35608800
25	3.38	49.59	1239.75	45870750
30	3	49.43	1482.9	54867300
35	2.71	49.35	1727.25	63908250
40	2.48	48.52	1940.8	71809600
45	2.3	48.31	2173.95	80436150
50	2.14	46.33	2316.5	85710500
55	2.01	44.73	2460.15	91025550
60	1.9	43.4	2604	96348000
65	1.8	43	2795	103415000
70	1.72	42.17	2951.9	109220300

✚ Le coursier :

Le coursier est de section rectangulaire avec une longueur approximative de 280 m (inclut le bassin de dissipation et le canal de fuite, voir vue en plan de l'aménagement). Le volume du béton de coursier est calculer par :



$$V_{\text{béton}} = S_{\text{Béton}} \cdot L_{\text{coursier}} \dots\dots\dots \text{(III.102)}$$

Les épaisseurs du radier et des murs bajoyer sont pris respectivement de 1m et 0.7m.

La largeur de coursier est donnée par :

$$b_{\text{coursier}} = (Q_{e,\text{max}})^{0.4} \dots\dots\dots \text{(III.103)}$$

$$b_{\text{ext. Coursier}} = b_{\text{coursier}} + 1,4$$

$$S_{\text{radier}} = b_{\text{ext. Coursier}} * e \quad \text{avec } e=1\text{m}$$

$$H_{\text{mur}} = H_{\text{déversante}} + 0,8$$

$$S_{\text{mur}} = H_{\text{mur}} * e * 2 \quad \text{avec } e=0,7$$

$$\text{Volume du coursier} = (S_{\text{radier}} + S_{\text{mur}}) * L$$

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{Béton}} \cdot L_{\text{coursier}}$$

**Tableau III.44 Coût de coursier.**

B (m)	H (m)	Q (m3/s)	b <sub>coursier</sub> (m)	b <sub>ext. cour.</sub> (m)	S <sub>radier</sub> (m <sup>2</sup> )	H <sub>murs</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>murs</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>tot</sub> (m <sup>2</sup> )	V <sub>béton</sub> (m <sup>3</sup> )	Coût (DA)
15	4.72	333.47	10.2	11.6	11.614	5.52	7.728	19.3426316	2630.5979	97332122.2
20	3.91	336.06	10.2	11.6	11.646	4.71	6.594	18.240292	2480.67971	91785149.5
25	3.38	337.65	10.3	11.7	11.665	4.18	5.852	17.5176559	2382.4012	88148844.3
30	3	338.69	10.3	11.7	11.678	3.8	5.32	16.998292	2311.76771	85535405.1
35	2.71	339.45	10.3	11.7	11.687	3.51	4.914	16.6015113	2257.80554	83538804.9
40	2.48	340.1	10.3	11.7	11.695	3.28	4.592	16.2873864	2215.08456	81958128.6
45	2.3	340.45	10.3	11.7	11.699	3.1	4.34	16.0396232	2181.38875	80711383.8
50	2.14	340.9	10.3	11.7	11.705	2.94	4.116	15.8210665	2151.66505	79611606.8
55	2.01	341.1	10.3	11.7	11.707	2.81	3.934	15.6414844	2127.24188	78707949.7
60	1.9	341.35	10.3	11.7	11.710	2.7	3.78	15.4905056	2106.70876	77948224.2
65	1.8	341.55	10.3	11.7	11.712	2.6	3.64	15.3529216	2087.99734	77255901.5
70	1.72	341.42	10.3	11.7	11.711	2.52	3.528	15.2393513	2072.55178	76684415.7

## Chapitre III

### ✚ Canal d'approche :

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes d'énergie et guider calmement la crue vers le seuil déversant, en supposant que sa forme est rectangulaire avec une charge d'eau  $H$ , une revanche de 1.6m et hauteur de pelle de 1.5m.

La hauteur totale du mur est déterminé par :

$$H_{ca} = H + R + P \dots\dots\dots (III.104)$$

Le volume du canal d'approche est déterminer par :

$$V = S.L = H_{ca}.e.2 * L \dots\dots\dots (III.105)$$

Avec :

$L$  : déterminée dans carte topographique de site.  $L=30m$ .  $e$  : prise 0.5m.

**Tableau III.45 Coût du canal d'approche.**

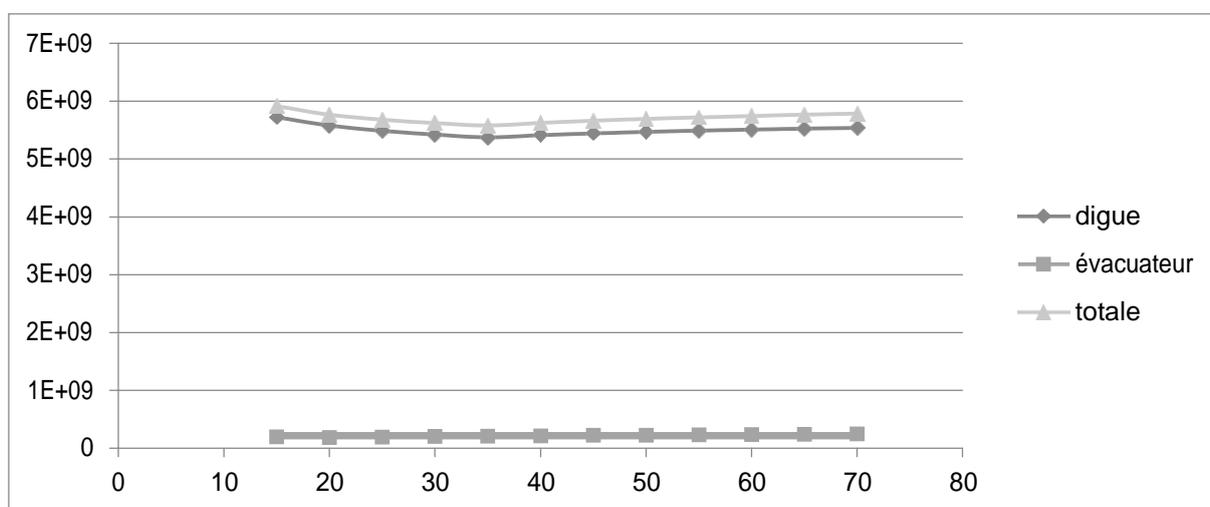
B (m)	Hd (m)	Hca (m)	S (m <sup>2</sup> )	V (m <sup>3</sup> )	Coût (DA)
15	4.72	7.82	7.82	234.6	8680200
20	3.91	7.01	7.01	210.3	7781100
25	3.38	6.48	6.48	194.4	7192800
30	3	6.1	6.1	183	6771000
35	2.71	5.81	5.81	174.3	6449100
40	2.48	5.58	5.58	167.4	6193800
45	2.3	5.4	5.4	162	5994000
50	2.14	5.24	5.24	157.2	5816400
55	2.01	5.11	5.11	153.3	5672100
60	1.9	5	5	150	5550000
65	1.8	4.9	4.9	147	5439000

III.11.4.3 Coût total du barrage

Le coût total (Digue + Evacuateur de crues) est donné dans le tableau suivant :

**Tableau III.46 Coût total du barrage.**

B (m)	Hd(m)	Cout de la digue (DA)	Cout de l'évacuateur (DA)	Coût total (DA)
15	4.72	5721311713	136090344.3	5857402057
20	3.91	5578444291	133204368.3	5711648659
25	3.38	5486740817	139319786.8	5626060604
30	3	5421856713	145337209.7	5567193923
35	2.71	5372826265	152102527.6	5524928793
40	2.48	5411413103	158201839.4	5569614942
45	2.3	5441426807	165408612.9	5606835420
50	2.14	5467969451	169429198.8	5637398650
55	2.01	5489440995	173715693.7	5663156689
60	1.9	5507543139	178172630	5685715769
65	1.8	5523947085	184451171.8	5708398257
70	1,83	5537034195	189608456.2	5726642651



**Figure III.26** Le cout de la digue, l'évacuateur et le total du barrage

Après l'étude d'optimisation on opte pour une largeur déversante de.

**B=35 m**

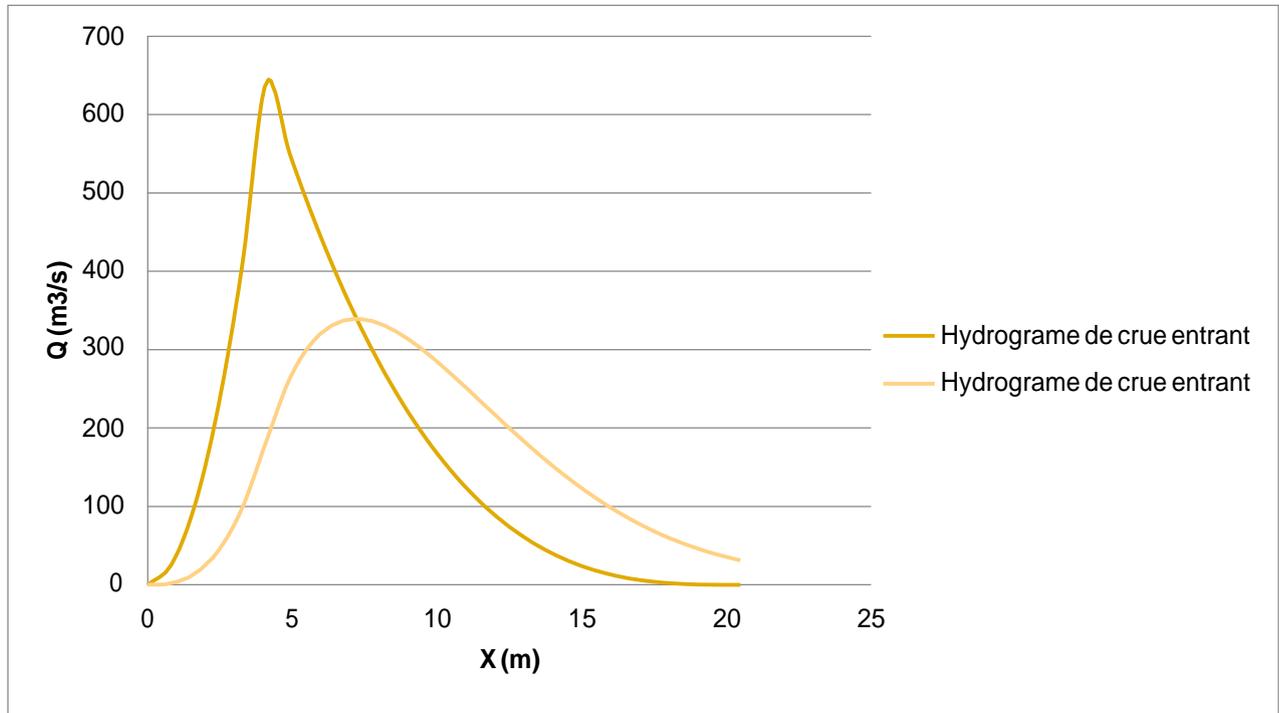


Figure III.27 Hydrographes des crues (entrant – sortant)

**Tableau III.47 Résultats de l'étude d'optimisation.**

Largeur déversante	Lame déversante	Débit déversant	Hauteur du barrage	Côte en crête
35 m	2.71 m	339.45 m <sup>3</sup> /s	50.31 m	50.31 m

Ce qui donne un coefficient d'amortissement :

$$F = \frac{\text{Débit laminé}}{\text{débit de crue}} \cdot 100 = \frac{339.45}{641} \cdot 100$$

**F=52.96**

### **III.12 Conclusion :**

De l'analyse effectuée en fonction des données hydrologiques disponibles, on peut en conclure que les totaux de la précipitation dans la région sont modérés, environ 1.200 mm/an. Le débit de crue millénaire laminé qui égale à 339.45 m<sup>3</sup>/s, et la cote NNR sur laquelle on doit caler la crête du déversoir égale à 46 m NGA, aussi la largeur optimale du déversoir est de 35 m avec une charge déversante de 2.71 m. avec un volume utile de 58.6 Mm<sup>3</sup>, volume mort de 9.23 Mm<sup>3</sup>.

D'un autre côté, dû aux concentrations des précipitations intenses pendant quelques périodes et au grand écoulement superficiel direct dû à ces précipitations, les régimes des débits sont assez variables, avec des débits minimums presque nuls et des débits maximaux de quelques centaines de m<sup>3</sup>/s.

La variation du régime des débits influe directement sur les dimensions du volume utile nécessaire pour régulariser les débits. Entre-temps la détermination finale du volume utile, par conséquence, de l'élévation de la crête du barrage a été déterminée en fonction des coûts des alternatives étudiées.

La difficulté de l'obtention des données hydrologiques et des études existantes et l'inexistence de quelques données locales, ce qui a obligé une régionalisation des informations disponibles ; ce qui rend impossible de déterminer avec précision des paramètres hydrologiques. Pour la garantie du bon fonctionnement du réservoir et des ouvrages hydrauliques, il sera nécessaire d'installer dans le bassin versant des postes pluviographiques et des réservoirs de mesure de l'évaporation, pour la fourniture d'informations locales plus précises. Pour une meilleure connaissance du régime des débits et des niveaux près du site du barrage, qui seront nécessaires pour le calcul des dimensions des ouvrages de la dérivation, de la vidange de fond et du déversoir.

On récapitule les résultats de l'étude hydrologique, de la régularisation, de laminage des crues et de l'étude d'optimisation dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.48 Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage**

Denominations	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm <sup>3</sup>	9.23
Volume utile	Mm <sup>3</sup>	58.6
Volume au NNR	Mm <sup>3</sup>	67.83
Côte du fond	m NGA	0
Côte NNR	m NGA	46
Côte NPHE	m NGA	48.71
Tassement	m	0.72
Revanche	m	1,60
Côte en crête	m NGA	51.03
Largeur en crête	m	10.7
Debit évacué	m <sup>3</sup> /s	339.45
Largeur du déversoir	m	35
Charge déversée	m	2.71

**IV. CHAPITRE IV : ETUDE**  
**DES VARIANTES**



## **IV.1 Introduction**

Le choix du type de digue à implanter dépend essentiellement des études topographiques, géologiques, géotechniques et l'aspect technico-économique.

- ✓ L'étude topographique permet la localisation des axes probables sur le site.
- ✓ L'étude géologique donne un aperçu sur les formations géologiques des couches qui seront à la suite une future assise du barrage.
- ✓ L'étude géotechnique donne l'estimation de la quantité des matériaux disponibles tout autour du site et leurs caractéristiques.

La construction d'un barrage en matériaux disponibles aux alentours du site est le premier des choix à prendre en considération.

En tenant compte des conditions morphologiques et géologiques, il est possible de réaliser différents types de barrages. Les premières reconnaissances géologiques ont permis d'identifier sur place différents matériaux pouvant être utilisés pour la construction du barrage, mais à ce stade de l'étude, il est impossible de faire un choix définitif.

## **IV.2 Le choix du site du barrage**

L'axe du site est perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau avec une longueur acceptable. L'axe choisi vérifie en premier lieu la possibilité de remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant. En second lieu la possibilité d'implantation du barrage et de ces ouvrages annexes.

Le site se trouve à la limite de deux domaines géologiques principaux. Au nord le domaine des flyschs dits Numidiens est essentiellement composé de grés massifs, au sud celui des flyschs dit Dissociés est composé de marnes et d'alternances marno-gréseuses. La limite entre les deux domaines correspond à un contact tectonique qui présente sous deux formes principales :

Un contact sub-horizontal en rapport avec le front de charriage de l'ensemble Numidien, vu à l'Est et à l'Ouest du site.

Un contact sub-vertical en rapport avec ce même front mais affecté par une tectonique complémentaire (plis ou faille), vu au niveau du site même.



Cette limite est globalement orientée selon une direction proche d'Est/Ouest et parallèle à l'axe du projet.

L'oued Kissir coule globalement du sud vers le nord et passe du domaine dit Dissocié au domaine Numidien au niveau du contact entre les formations marneuses dissociées (au Sud) et l'importante barre gréseuse numidienne verticalisée (au nord). La vallée est très fortement rétrécie à ce niveau d'où l'implantation morphologiquement favorable du projet.

### **IV.3 Le choix du type du barrage**

Tout barrage est nécessairement lié à son environnement. D'où pour le choix du type d'ouvrage le mieux adapté plusieurs critères sont mis en valeur.

#### **IV.3.1 La morphologie de la vallée :**

Du fait des différentes natures lithologiques rencontrées, le site présente des morphologies assez contrastées :

En amont de l'ouvrage, la vallée creusée dans les flyschs Dissociés s'ouvre largement et est comblée par les alluvions. Les flancs des rives droites et gauches sont caractérisés par des pentes modérées et une alternance de dépressions et arrêtes perpendiculaires à la vallée à priori faiblement recouvertes de colluvions et formation d'altération.

A l'aval immédiat de l'ouvrage, la vallée rétrécie entaille une imposante barre gréseuse verticale, les rives sont très abruptes et rocheuses.

A l'aval, la vallée entaille les grès Numidiens avant de s'ouvrir sur une plaine alluviale et côtière (la mer n'est qu'à 350 m du site). Sur les reliefs, les flyschs Numidiens juxtaposés ou superposés constituent comme un vaste « marge reg » jalonné çà et là de bancs gréseux ou d'énormes blocs.

### **IV.4 Les variantes à choisir :**

Sur la base du rapport hydrologique, la topographie du terrain, la géologie de la fondation au niveau de l'axe du barrage et les matériaux de construction, trois variantes principales sont prises en considération pour le barrage de Kissir :

Variante 1 : Barrage poids en BCR.

Variante 2 : Barrage en alluvions avec noyau d'argile.

Variante 3 : Barrage en enrochement avec masque amont en béton.

#### IV.4.1 Variante 1 : Barrage poids en BCR

Le BCR est une innovation technique majeure dans la technologie des barrages a mené au regain d'intérêt pour les profils poids.

L'innovation consiste à mettre en place le béton et à le compacter, non plus par les moyens traditionnels, mais en utilisant les techniques de terrassement, transport par camion, réglage au bouteur, compactage au rouleau vibrant lourd.

L'un des avantages importants du BCR est la rapidité d'exécution : le massif d'un petit barrage peut être construit en quelques semaines, permettant de réduire les coûts d'immobilisation, de maîtrise d'œuvre et souvent de dérivation des eaux, le barrage étant construit en étiage avec des ouvrages de dérivation réduits au minimum.

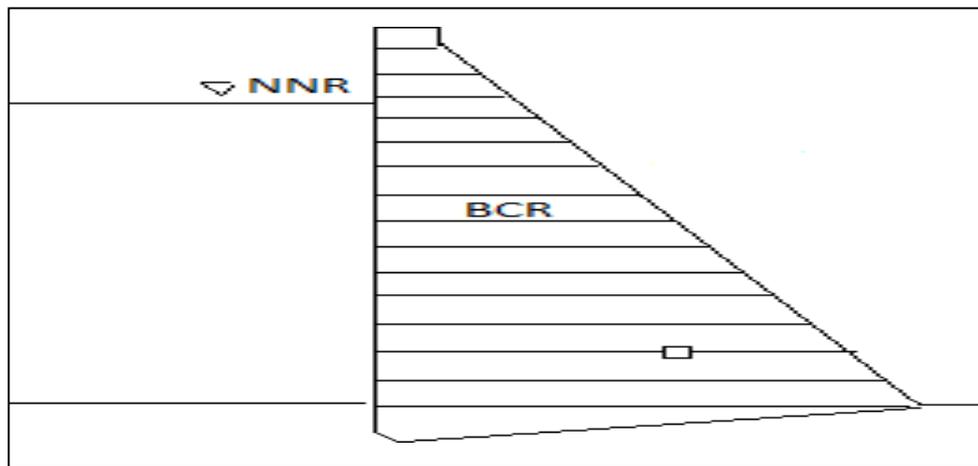


Figure IV-1 : Coupe type de la variante 1 -barrage en BCR

##### IV.4.1.1 Hauteur du barrage

La hauteur totale du barrage est calculée comme suite :

$$H_B = H_{NNR} + h_d + R + t$$

$$h_d = \dots, \dots$$



**IV.4.1.2 Largeur en crête**

On admet pour toutes les largeurs une moyenne des trois formules qui est égale pratiquement à 11m. (Le calcul détaillé est présent dans le chapitre précédent)

$$B_{crête} = \frac{B_1 + B_2 + B_3}{3}$$

**IV.4.1.3 Pente des talus**

Pour un barrage poids en béton les pentes des deux parements amont et aval sont connues ; Celle du parement aval « m » est comprise entre 0,7 et 0,8 sinon pour le parement amont on prend « n » égale à 0.

Pour vérifier ces valeurs on doit procéder par une étude de stabilité.

**IV.4.1.4 Largeur de la base**

le calcul avec les données déjà établies selon la relation suivante :

$$B = (B_1 + B_2) \cdot K + B_{crête}$$

$$K = \frac{H}{m}, \text{ ou } \frac{H}{n}$$

**IV.4.1.5 Calcul du volume total de la digue en BCR**

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on calcule les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules suivantes :

$$V_i = \sum V_{i,j} \quad \text{(IV-1)}$$

$$V_{i,j} = \frac{L_i \cdot (S_{i,j} + S_{i,j+1})}{2} \quad \text{(IV-2)}$$

Avec :

$V_i$  : le volume de barrage à la cote i.

$L_i$  : distance entre deux coupes voisines.

$S_i$  : section transversale correspondante à la coupe i, donnée par la formule :

$$S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \quad \text{(IV-3)}$$

$B_i$  : largeur de base ;  $B_i = (B_{crête} + B_{aval}) \cdot K + B_{crête}$  (IV-4)

$m_1, m_2$  : fruits de talus amont et aval du barrage. ( $m_1=0, m_2=0,7$ ).

$H_i$  : hauteur de la tranche au point  $i$ , donnée par :

$$H_i = NNR - C_f + R + H_d + t$$

Pour les frais des talus amont et aval de la digue sont respectivement 0 et 0,7. Le prix du mètre cube du béton compacté au rouleau est estimé à **10 000 DA**.

**Tableau IV-1 : Estimation du coût de la digue de la variante 1**

Coupe	$C_f$ (m)	$H_i$ (m)	$B_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$S_{i+1}$ (m <sup>2</sup> )	$V_i$ (m <sup>3</sup> )	$V_{total}$ (m <sup>3</sup> )	Coût (DA)
1	51,03	0	10,7	0	160,61	1666,32875	296136,0936	2961360936
2	40	11,03	18,421	160,602315	839,88	26387,72106		
3	15	36,03	35,921	839,877315	1457,44	96487,32723		
4	0	51,03	46,421	1457,44232	839,88	139562,3306		
5	15	36,03	35,921	839,877315	108,49	30703,39182		
6	43	8,03	16,321	108,489315	0	1328,994109		
7	51,03	0	10,7	0	0	0		

#### **IV.4.2 Variante 2 : Barrage en alluvions avec noyau d'argile**

C'est un barrage en Terre (alluvions à noyau centrale symétrique), la fondation est constituée en vallée de matériaux alluvionnaires généralement fins, dont l'épaisseur peut atteindre 40 mètre, et sur les rives de grès et d'argilites.

Les corps d'appuis sont généralement constitués d'enrochement, en raison de sa perméabilité, la recharge amont supporte bien les fluctuations du niveau de plans d'eau, la protection du parement amont est nécessaire contre l'action érosive des vagues et des pluies. Une protection du parement aval s'impose aussi contre les intempéries.

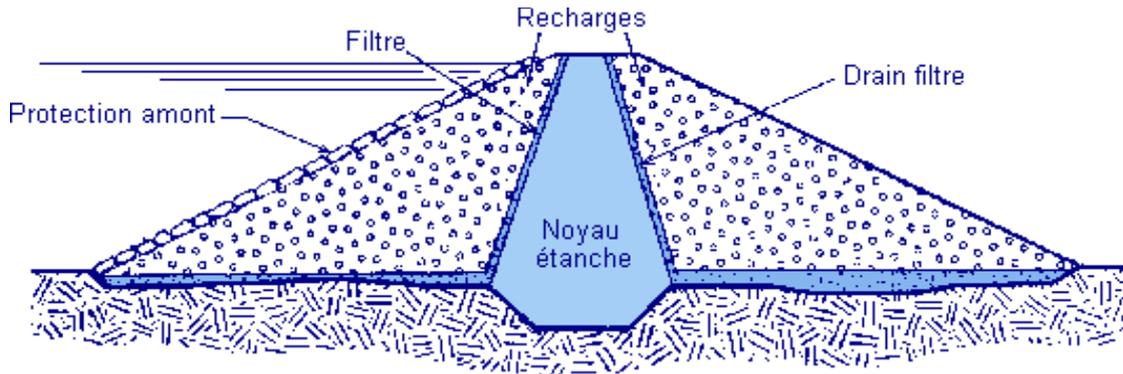


Figure IV.02 Digue Zonée avec noyau d'argile

**IV.4.2.1 Hauteur de barrage**

$$H_{\text{barrage}} = H_{\text{amont}} + H_{\text{criste}} + H_{\text{fond}} + H_{\text{fond}} \quad \text{(IV-5)}$$

$$H_{\text{barrage}} = H_{\text{amont}}, H_{\text{criste}}$$

**IV.4.2.2 Longueur en crête**

$$L_{\text{criste}} = L_{\text{amont}}, L_{\text{aval}}$$

**IV.4.2.3 Largeur en crête**

On opte pour une largeur de crête égale à:

$$L_{\text{criste}} = L_{\text{amont}}, L_{\text{aval}}$$

**IV.4.2.4 Pente des talus**

Dans le but d'effectuer une conception préliminaire de la digue, on peut utiliser les valeurs d'orientation qui sont données dans le tableau suivant ; doivent être vérifiées avec un calcul de stabilité postérieur.

Tableau IV-2 : Valeurs indicatives des pentes des talus

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruites des talus amont	Fruites des talus avals
$\square < 5$	-Homogène	2,5	2
	-Zoné	2	2
$5 < \square < 10$	-Homogène	2	2
	granulométrie étendue	2,5	2,5
	-Homogène à fort % d'argile	2	2,5
	-Zoné		
$10 < \square < 20$	-Homogène	2,5	2,5
	granulométrie étendue	3	2,5
	-Homogène à fort % d'argile	3	3
	-Zoné		
$\square \geq 20$	-Homogène	3	2,5
	granulométrie étendue	3	3
	-Zoné		

On a opté pour les pentes des talus suivantes 3 et 3 pour les parements amont et aval

#### IV.4.2.5 Classification de l'ouvrage

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation, en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage, et pour connaître la classe de notre barrage nous avons le tableau suivant :



Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs du barrage (m)			
Sols rocheux	>100	70÷100	25÷70	<25
Sablonneux, pierreux, argileux non plastique	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25÷50	15÷25	<15

D'après le tableau notre barrage appartient à la **classe I**.

#### IV.4.2.6 Le noyau central d'argile

Le barrage avec noyau est construit quand il n'existe pas de sol argileux peu perméable. La largeur de la partie supérieure du noyau d'un barrage est déterminée en tenant compte les conditions de construction de l'ouvrage et doit être supérieur à 3.

##### a) Largeur moyenne du noyau

Le gradient hydraulique pour le noyau est déterminé comme suite :

$$i = \frac{\Delta H}{b_{\text{moy}}} \leq i_{\text{adm}} \quad (\text{IV-6})$$

Où :

$i_{\text{adm}}$ : gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériaux ;

$b_{\text{moy}}$ : largeur moyenne du noyau (m)

$\Delta H$ : la différence de charge d'eau (m)

Le tableau suivant permet de choisir les valeurs de gradient hydraulique admissible.

Tableau IV-3 : Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,50	1,60	1,8	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable moyen	0,7	0,8	0,9	1,00
Limon sableux	0,51	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

Dans notre cas  $I_{adm} = 1,5$  ;

$$i_{adm} = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H_1 - H_2}{L} \quad (IV-7)$$

Avec :

$H_2$  : Hauteur d'eau à l'aval ( $H_2 = 0$ ).

$H_1$  : Hauteur d'eau à l'amont ( $H_1 = 47,90\text{m}$ )

$b_{moy} = 31,93 \text{ m}$

#### b) La hauteur du noyau

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suit :

$$H_n = H_b - i_{adm} \cdot L \quad (IV-8)$$

Où :

$H_b$  : Hauteur du barrage(m)

$H_n$  : Hauteur du noyau(m)

$H_n = 50,03 \text{ m}$



**c) Largeur en base du noyau**

$$L_{b,n} = L_{c,n} * \tan(\alpha) - b_{moy} \quad \text{(IV-9)}$$

Où :

$L_{b,n}$ : La largeur de la base du noyau(m)

$b_{moy}$ : Largeur moyenne du noyau(m)  $L_{c,n}$ :

La largeur en crête du noyau(m)

$$L_{b,n} = \frac{L_{c,n}}{\tan(\alpha)} \Rightarrow L_{c,n} = L_{b,n} * \tan(\alpha) + b_{moy} \quad \text{(IV-10)}$$

$$L_{c,n} = 55,4 \text{ m}$$

**d) Détermination des fruits des talus**

$$L_b = m * H_n * \tan(\alpha) + L_{c,n} \quad \text{(IV-11)}$$

Où :

$L_b$  La largeur de la base ;

$m$ : Fruit de talus ;

$H_n$  : Hauteur du noyau ;

$L_{c,n}$ : La largeur en crête du noyau ;

$$m = 0,47$$

**IV.4.2.7 Protection des talus**

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, et aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, En ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a lieu donc en général de prévoir une protection pour les talus.

### a) Le talus amont

Le talus amont est protégé par un rip-rap d'encrochement, La couche de rip-rap doit être conçue afin que :

- Les blocs d'encrochement ne soit pas déplacés sous l'effet des forces hydrodynamique des vagues ;
- Les matériaux du filtre situé sous le rip-rap ne soient pas entrainés à travers les vides de celui-ci ;
- Le filtre assure bonne protection des matériaux du remblai sous-jacent contre l'érosion,

Le rip-rap doit faire face aux forces des vagues produites par le vent, et celles de trainée si elles sont importantes dans le projet.

### b) L'épaisseur de la couche de protection en rip-rap

Les ingénieurs de l'*US Army* utilisent de préférence le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'encrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

**Tableau IV.4** : Epaisseur de l'encrochement et  $D_{50}$  en fonction de la hauteur de la vague

Hauteur des vagues h (m)	Epaisseur e (m)	$D_{50}$ des blocs m)
0-0,30	0,3	0,2
0,30-0,6	0,4	0,25
0,6-1,2	0,45	0,3
1,2-1,8	0,55	0,4
1,8-2,4	0,7	0,45
2,4-3,0	0,8	0,55

Pour notre cas,  $0,6 < H < 1,2$  m ;  $e = 0,45$  m ;  $D_{50} = 0,30$  m.

Pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,6 m.

## IV.4.2.8 Section type du barrage

Tableau IV.5 : Les caractéristiques géométriques de la section type sont les suivantes

Côte de la crête	51,03 m NGA
Côte du fond	0 m NGA
Longueur en crête	368,10 m
Largeur en crête	10,7 m
Largeur de la base	316,9 m
Le fruit du talus amont	3
Le fruit du talus aval	3
Le fruit de talus du noyau amont et aval	0,47
Largeur de noyau à la crête	8,5 m
Largeur du noyau en fondation	55,4 m

## IV.4.2.9 Le coût approximatif de la digue

Pour calculer le coût de la digue il faut d'abord calculer le volume en utilisant la formule suivante :

$$V = \sum V_i \quad \text{Avec :} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} L_i \quad (\text{IV-12})$$

$V_i$  : le volume du barrage à la cote  $i$ ,

$L_i$  : Distance entre deux coupes voisines ;

$S_i$  : Section transversale correspondante à la coupe  $i$  ;  $S_i = \frac{b + B_i}{2} H_i$

$B_i$  : Largeur de base donnée par :  $B_i = (m_1 + m_2) H_i + b$ ,

$m_1, m_2$  : Les fruits des talus amont et aval ;

$b$  : Largeur en crête (m),

$H_i$  : Hauteur de la tranche au point  $i$ ,

Tableau IV.6 : Calcul du volume total de la digue

Coupe	$C_r$ (m)	$H_i$ (m)	$B_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$S_{i+1}$ (m <sup>2</sup> )	$V_i$ (m <sup>3</sup> )	$V_{total}$ (m <sup>3</sup> )
1	51,03	0	10,7	0	483,0037	5011,163388	1580243,019
2	40	11,03	76,88	483,0037	4280,0037	125624,3202	
3	15	36,03	226,88	4280,0037	8358,2037	530804,7108	
4	0	51,03	316,88	8358,2037	4280,0037	767771,0996	
5	15	36,03	226,88	4280,0037	279,3637	147609,5196	
6	43	8,03	58,88	279,3637	0	3422,205325	
7	51,03	0	10,7	0	0	0	

Tableau IV.7 : Calcul du volume du noyau en argile

Coupe	$C_r$ (m)	$H_i$ (m)	$B_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$S_{i+1}$ (m <sup>2</sup> )	$V_i$ (m <sup>3</sup> )	$V_{total}$ (m <sup>3</sup> )
1	50,03	0	8,5	0	132,54	1375,1025	314375,4238
2	40	10,03	17,9282	132,537423	874,49	26560,34828	
3	15	35,03	41,4282	874,492423	1601,67	103998,8218	
4	0	50,03	55,5282	1601,66542	874,49	150426,4419	
5	15	35,03	41,4282	874,492423	82,98	30998,16969	
6	43	7,03	15,1082	82,982823	0	1016,539582	
7	50,03	0	8,5	0	0	0	

Tableau IV.8 : Calcule du cout de la variante 02

Désignation	Volume m <sup>3</sup>	Prix unitaire DA/m <sup>3</sup>	Montant DA
Recharges	1580243,019	3400	1896291623
Rip Rap	48000	4300	206400000
Noyau argileux	314375,4238	600	188625254,3
<b>Total</b>			<b>2291316877</b>

#### IV.4.3 Barrage en enrochement avec masque en béton

Si l'on ne dispose pas de matériaux fins susceptibles d'assurer l'étanchéité du barrage, ou bien si l'exploitation d'une zone d'emprunt très hétérogène constituée de matériaux fins à grossiers est trop complexe, on peut recourir une étanchéité artificielle.

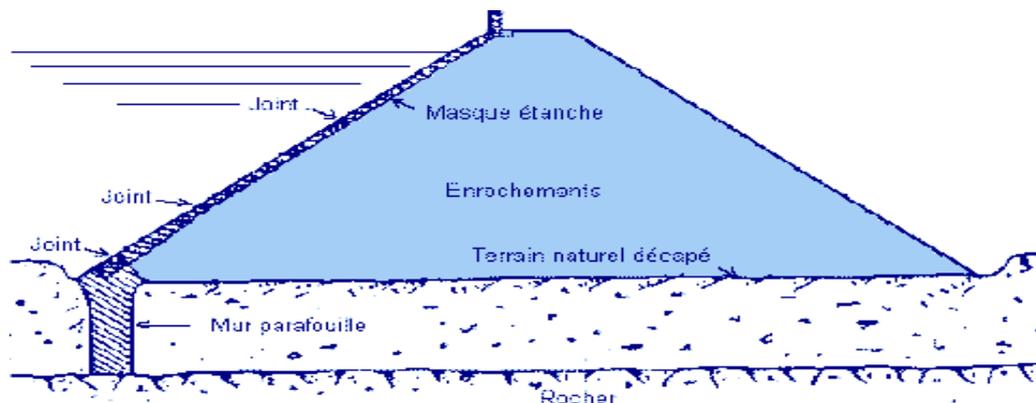


Figure IV.02 Digue en enrochement avec masque en Beton

L'épaisseur de béton est calculée par la formule suivante :

$$e = 0.3 + 0.001 * H \quad (IV-13)$$

H : la hauteur de barrage (m)

A.N :

e = 0.35 m pour plus de sécurité on prend une épaisseur de 0.4m.

**a) Calcul du volume total de la digue**

**Tableau IV.9 :** Détail du calcul du volume total de la digue en enrochement

Coupe	$C_r$ (m)	$H_i$ (m)	$B_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$S_{i+1}$ (m <sup>2</sup> )	$V_i$ (m <sup>3</sup> )	$V_{total}$ (m <sup>3</sup> )
1	51,03	0	10,7	0	483,0037	5011,163388	1580243,019
2	40	11,03	76,88	483,0037	4280,0037	125624,3202	
3	15	36,03	226,88	4280,0037	8358,2037	530804,7108	
4	0	51,03	316,88	8358,2037	4280,0037	767771,0996	
5	15	36,03	226,88	4280,0037	279,3637	147609,5196	
6	43	8,03	58,88	279,3637	0	3422,205325	
7	51,03	0	10,7	0	0	0	

**b) Calcule du volume du masque en béton :**

**Tableau IV.10 :** Détail du calcul du masque amont

Coupe	$C_r$ (m)	$H_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$S_{i+1}$ (m <sup>2</sup> )	$V_i$ (m <sup>3</sup> )	$V_{total}$ (m <sup>3</sup> )
1	51,03	0	0,00	19,66	203,9725	16817,26375
2	40	11,03	19,66	51,28	1871,0425	
3	15	36,03	51,28	70,25	5104,26	
4	0	51,03	70,25	51,28	7382,9475	
5	15	36,03	51,28	13,33	2091,74875	
6	43	8,03	13,33	0,00	163,2925	
7	51,03	0	0,00	0,00	0	

## c) Calcul du cout total de la variante 03

Tableau IV.11 : Détail du calcul du cout de la variante 03

Désignation	Volume m3	Prix unitaire DA/m <sup>3</sup>	Montant DA
Enrochement	1580243,019	3400	3606838014
Masque en béton	16817,26375	24000	403614330
<b>Total</b>			<b>4010452344</b>

Tableau IV.1 Coût de différentes variantes de la digue

Variante	Matériaux	Quantité (m <sup>3</sup> )	Prix unité (DA)	Coût (DA)	Total (DA)
Zoné	alluvions	1580243,019	3400	1896291623	<b>2291316877</b>
	Noyau (argile)	314375,4238	600	188625254,3	
	Rip-Rap (enrochement)	48000	4 300	206400000	
Avec masque	enrochement	1580243,019	3400	3606838014	<b>4010452344</b>
	Béton	16817,26375	24000	403614330	
BCR	beton BCR	296136,0936	10000	2961360936	<b>2961360936</b>

**IV.14 Conclusion :**

Après une estimation des couts des variantes proposé, nous avons trouvé que la variante du barrage en alluvions à noyau d'argile et nettement plus économique que celle du barrage en BCR aussi de celle en enrochement avec masque en béton.

Donc en vue des résultats de l'étude technico-économique, nous allons opter pour un barrage en alluvions au noyau argileux pour la suite de l'étude.

**V. CHAÎTRE V : ETUDE**  
**DETAILLE DE LA VARIANTE**  
**CHOISIT**

## **V.1 Introduction**

D'après l'étude des variantes réalisée dans le chapitre précédant, on a opté pour la deuxième variante à savoir un barrage en alluvions avec un noyau central d'argile. Dans ce chapitre, on a abordé tous les points essentiels de l'étude détaillée de la digue telle que l'étude d'infiltration et l'étude de stabilité afin de confirmer le choix de la variante.

## **V.2 La coupe type de barrage :**

### **V.2.1 La coupe type de barrage est composé de :**

- une partie centrale étanche : un noyau épais, composée de matériaux argileux
- une recharge amont : en alluvions ;
- une recharge aval : en alluvions ;
- deux filtres sont posés (filtre grossier et filtre fin d'épaisseur 1 m chaque) dans la zone du contact entre le matériau du noyau et les recharges en alluvions ;
- une couche de rip – rap d'épaisseur 0,6 m sur une couche support au parement amont ;
- une protection en rip – rap d'épaisseur 0.5 m au parement aval.

### **V.2.2 Les dimensions de la variante choisie**

- La hauteur du barrage : 51.03 m ;
- Largeur en crête : 10.7 m ;
- Largeur à la base : 316.9m ;
- La pente des talus :
  - Le parement amont : 1V/3H ;
  - Le parement aval : 1V/3H ;
- Le noyau :
  - Pentes du noyau amont et aval : 1 V/0.47H ;
  - Une largeur à la crête de 8.5 m et à la base de 55.4 m.

### V.3 Calcul des filtres :

#### V.3.1 Règles générales de dimensionnement des filtres :

La référence usuelle en la matière est celle des règles de Terzagui s'énoncent comme suit : Soit  $d_x$  la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre  $x\%$  en poids dépassant lors du tamisage granulométrique. Soit  $D_x$  celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

#### Critères de conception :

$\frac{d_{15}(\text{□□□□□□})}{d_{85}(\text{□□□})} \leq 4 \div 5$	Condition de l'entraînement de particules fines par le phénomène de Renard.
$\frac{d_{15}(\text{□□□□□□})}{d_{15}(\text{□□□})} > 4 \div 5$	Condition de perméabilité.
$\frac{d_{50}(\text{□□□□□□})}{d_{50}(\text{□□□})} > 25$	Parallélisme des courbes granulométriques.
$\frac{d_{60}(\text{□□□□□□})}{d_{10}(\text{□□□})} \leq 20$	Coefficient d'uniformité du filtre.

Ces règles étant établies, nous allons procéder au dimensionnement de ces différents composants du système de drainage à savoir les filtres et les drains.

- Pour construire le fuseau granulométrique nous allons déterminer le  $D_{15}$ ,  $D_{50}$  et  $D_{60}$  du filtre.

$$D_{15 \text{ filtre}} < 4 * d_{85 \text{ sol}} \quad D_{15 \text{ filtre}} < 4 * 0,15 ; D_{15 \text{ filtre}} < 0,6 \text{ mm}$$

$$D_{15 \text{ filtre}} > 4 * d_{15 \text{ sol}} \quad D_{15 \text{ filtre}} > 4 * 0,0012 ; D_{15 \text{ filtre}} > 0,0048 \text{ mm}$$

$$D_{50 \text{ filtre}} < 25 * d_{50 \text{ sol}} \quad D_{50 \text{ filtre}} < 25 * 0,034 ; D_{50 \text{ filtre}} < 0,85 \text{ mm}$$

$$D_{60 \text{ filtre}} < 20 * d_{10 \text{ filtre}} \quad D_{60 \text{ filtre}} < 20 * 0,065 ; D_{60 \text{ filtre}} < 1,3 \text{ mm}$$

Avec :  $D_{xx}$  : diamètre caractéristiques des filtres.

□  $d_{xx}$  : diamètre caractéristique du noyau.

#### V.3.1.1 Constitution du filtre

- ✓ Couches horizontales de sables : 0,15 m
- ✓ Couches horizontales de graviers : 0,30 m
- ✓ Couches verticales ou inclinées : 1,00 m

Notre filtre est constitué du gros sable et sable fin, donc il faut utiliser une épaisseur minimale de 0,15 m pour la couche du filtre horizontale et 1 m pour la couche du filtre inclinée.

**-Vérification de la condition d'absence du phénomène de renard**

La condition de l'absence du phénomène de renard au massif du sol est vérifiée comme suit :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt{\eta} \cdot (1 + 0,05 \eta) \frac{n}{1-n} \tag{V-5}$$

Avec :

$\eta$  : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre,  $\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}}$

$n$  : Porosité du sol en fonction d'unité  $n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta$  ;

$n_0 = 0,4$  pour les sols caillouteux ;

$n_0 = 0,45$  pour les sols argileux.

<b>D<sub>5</sub> (mm)</b>	0.05
<b>D<sub>17</sub> (mm)</b>	0.07
<b>n<sub>0</sub></b>	0.45
<b>n</b>	0.40

A . N  $\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt{\eta} \cdot (1 + 0,05 \eta) \frac{n}{1-n}$  donc :  $0.7 > 0.39$

Il n'y a pas de risque de l'apparition du phénomène du renard dans le filtre.

**Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre**

$$K_F \geq (1 + \sqrt{\frac{K_N}{K_F}}) K_N \tag{V-1}$$

$K_F$  : Coefficient de perméabilité du filtre  $4 \cdot 10^{-8}$  m/s.

$K_N$  : Coefficient d'infiltrations du remblai de la digue  $10^{-8}$  m/s.

AN :  $K_F \geq (1 + \sqrt{\frac{K_N}{K_F}}) K_N$

### V.3.2 Etude des infiltrations

#### V.3.2.1 Positionnement de la ligne de saturation :

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle, on l'appelle aussi « ligne phréatique ».

Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de construction, elle est déterminée sur la base de la parabole de Kozeny qui nous permet de délimiter la partie sèche où humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant ; la zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse.

Il est indispensable d'établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l'intérieur du massif.

- Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est :

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2.Y_0} \quad (\text{V-2})$$

En se reportant à la figure on a :

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \quad (\text{V-3})$$

d'où :

$$Y = \sqrt{2XY_0 + Y_0^2} \quad (\text{V-4})$$

Avec :

d : Largeur en base du barrage diminuée de 0,7b ;

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont ; (Déterminé graphiquement) ;

h : La hauteur d'eau en amont

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue

normale.

Niveau de la retenue normale,  $h = 46 \text{ m}$

on aura :  $b=138 \text{ m}$

L'emprise de:  $L_b = 316,19 \text{ m}$

$d = L_b - 0,7.b$  d'où  $d = 219,59 \text{ m}$ .

On aura donc :  $Y_0 = 4,8 \text{ m}$

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

$$Y^2 = 9,6.X + 23,04 \quad (V-5)$$

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le tableau ci-après :

**Tableau V-1 : Calcule de la ligne de saturation**

<b>X (m) digue</b>	0	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220
<b>Y(m) digue</b>	4,8	14,67	20,18	24,48	28,13	31,35	34,28	36,97	39,48	41,84	44,08	46,21

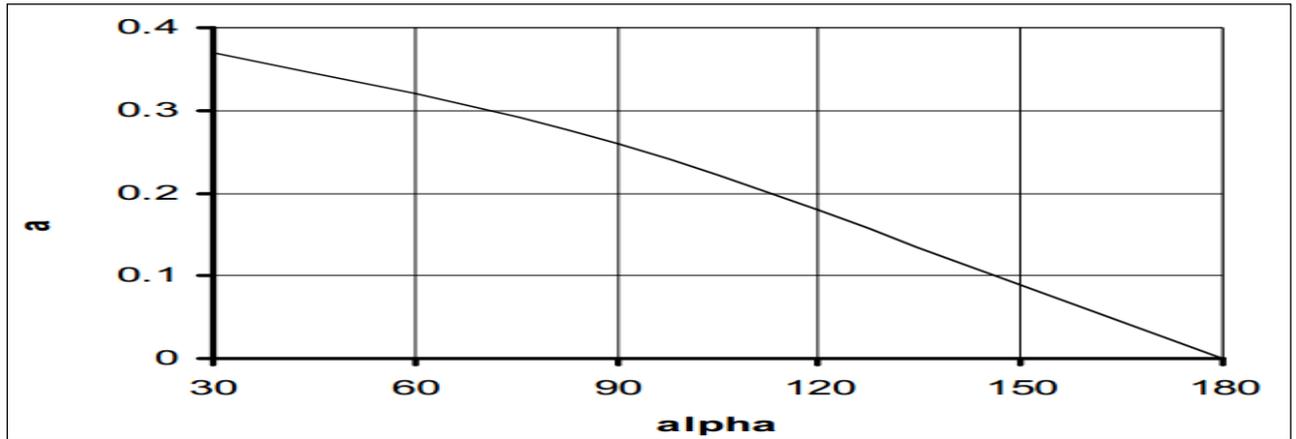
La parabole coupe le plan d'eau amont en un point A situé à une distance horizontale du talus :

$AB = 0,3*b=41,4\text{m}$ .

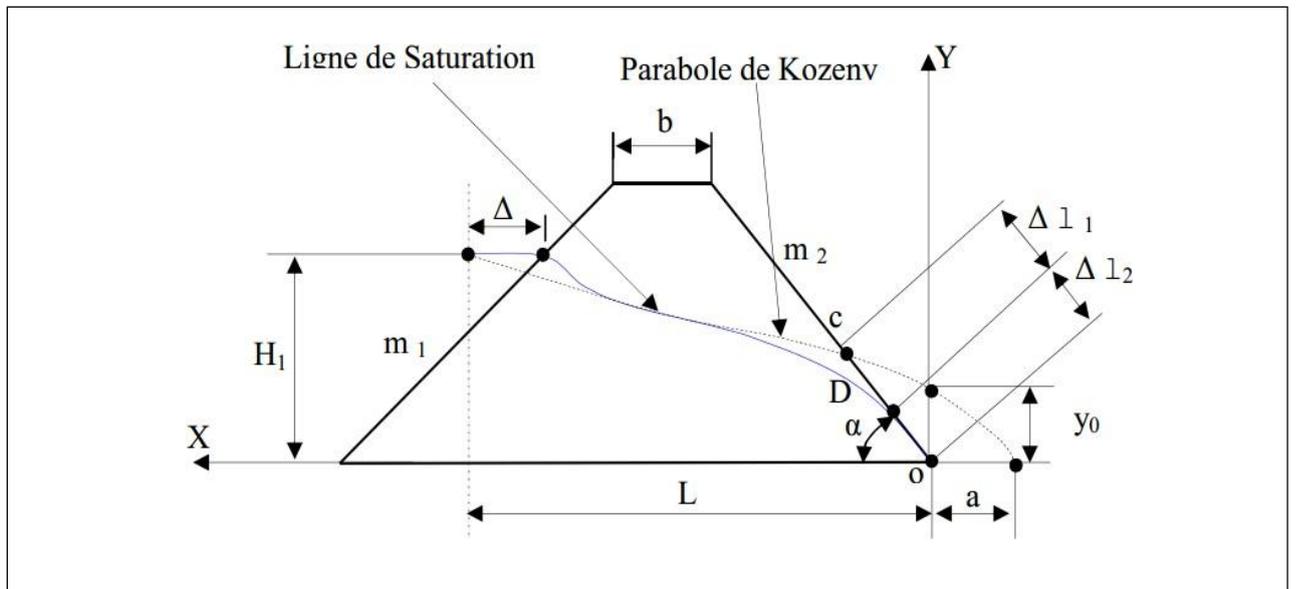
Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny, on raccorde celle-ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au talus amont en B et tangente à la parabole.

### **V.3.2.2 Détermination du point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval**

Cette méthode est celle de Casagrande (où il a démontré que  $\Delta l_2$  ne dépend que de la distance focale de la parabole de base de Kozeny et de l'angle du talus aval du barrage ce qui lui a permis de dresser une courbe de variation.



**Figure V-1 :** Courbe de Casagrande pour la détermination du paramètre alpha ( $\alpha = \frac{\Delta l_1}{\Delta l_1 + \Delta l_2}$ ) ;  
d'après Casagrande (1937)



**Figure V-2 :** Correction de la ligne de saturation avec le parement aval

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha < 30^\circ : \Delta l_1 = \sqrt{L^2 + H_1^2} - \sqrt{L^2 - H_1^2} \\ \Delta l_2 = \dots, \dots \end{array} \right.$$

### V.3.2.3 Débit d'infiltration :

#### a) Pour la digue :

Nous appliquons la loi de Darcy pour le calcul du débit de fuite à travers le barrage.

$$q = K.I.A \quad (V-6)$$

Avec :

q : débit d'infiltration (m<sup>3</sup>/s/ml) ;

I : gradient hydraulique ;

K : Coefficient de perméabilité. (K=10<sup>-8</sup> m/s) ;

A : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par :  $I = \frac{dy}{dx}$  et  $A = y.l$

$$\text{Donc :} \quad q = K.y \frac{dy}{dx} \quad (V-7)$$

$$\text{Avec :} \quad y \frac{dy}{dx} = y_0$$

D'où:  $q = K.y_0 \text{ m}^3/\text{s/ml}$ .

Le débit total à travers le barrage sera :  $Q = q.L$

AN:  $y_0 = 4.8 \text{ m}$

$$K = 10^{-8} \text{ m/s} \quad \text{D'ou: } q = 4.8. 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

$$Q = 4.8. 10^{-8} * 368.10 = 1.77 .10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

#### b) Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :

##### Dispositif d'étanchéité :

La résistance d'infiltration du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \quad (V-8)$$

$\Delta H$  : perte de charge dans le corps de la digue.

$\delta n$  : épaisseur moyenne de la digue.



$I_{adm}$  : gradient hydraulique admissible ; on déjà déterminé dans le chapitre précédent

$$I_{adm} = 1,5 ;$$

Donc :  $\Delta H = 46 \text{ m}$  ;  $\delta n = 163,8 \text{ m}$  ;  $I = 0,28 \leq I_{adm}$

D'où la résistance à l'infiltration du sol du barrage est assurée.

#### **V.4 Calcul de stabilité :**

L'étude d'un projet de digue en terre nécessite la vérification de la stabilité de l'ouvrage aux principaux stades de sa réalisation, et notamment lorsque ses conditions de service sont les plus défavorables, c'est-à-dire lorsque l'eau de la retenue atteint son niveau maximal. L'étude de stabilité correspondante comporte généralement l'étude de l'écoulement permanent à travers la digue et sa fondation et l'étude de stabilité en rupture circulaire du talus aval, cette dernière étant faite à partir des contraintes effectives et prenantes en compte les pressions interstitielles obtenues à partir de l'étude d'écoulement.

##### **V.4.1 Généralités sur la stabilité des barrages (Talus) :**

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (pente des talus en particulier) et des principes de drainage à appliquer.

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique de **FELLENIOUS** et la méthode de bishop dite « méthode des tranches », qui est un calcul en rupture circulaire (Méthode conservative).

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

1/ Soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixent et/ou déterminées à priori.

2/ Soit par une série de calculs dit dimensionnement, où l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir au coefficient de sécurité souhaité.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

- Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

a-1. Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).

a-2. Glissement en cascade.

a-3. Glissement, puits renard :

Ces deux derniers types se manifestent lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la côte du plan d'eau amont.

- l'instabilité mécanique en fondation.

#### **V.4.2 Conséquences de l'instabilité des talus :**

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (Talus aval et talus amont).
- Fonctionnement normal (talus aval).
- Lors d'une vidange rapide (talus amont).

La vérification des talus du barrage par la méthode grapho-analytique consiste à déterminer le coefficient de stabilité « K », qui est le rapport des moments des efforts de stabilité sur les moments des efforts de basculement (forces motrices), par rapport au centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible «  $k_{adm}$  » déterminé d'après le tableau V.2.

Tableau V-2 : Coefficient de stabilité admissible des talus

Combinaison des charges et des actions.	Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telles de classe			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme).	1,2 _ 1,3	1,15 _ 1,2	1,1 _ 1,15	1,05 _ 1,1
Spéciales (avec séisme)	1,05 _ 1,1		1,05	

Notre barrage fait partie de la classe I, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme :  $K_{SS,adm} = 1,2 \_ 1,3$

- avec séisme :  $K_{AS,adm} = 1,05 \_ 1,1$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

#### V.4.3 Ordre de calcul (Méthode de Fandeer) :

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle de  $85^\circ$  par rapport à la ligne du talus.
3. Tracer les arcs des cercles de rayons  $R_1$  et  $R_2$  avec :

$$\checkmark R_1 = K_1 H_b \quad R_2 = K_2 H_b.$$

$H_b$  : Hauteur totale du barrage ( $H_b=55,54m$ ).

( $K_1-K_2$ ) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau.

Tableau V-3: valeurs de K1 et K2

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5,5

Pour notre cas :

Talus	Pente du talus	K1	K2	R1 (m)	R2 (m)
Aval	3	1,0	2,3	51,03	117,37
Amont	3	1,0	2,3	51,03	117,37

Le centre des rayons étant le point « B ». L'intersection des rayons  $R_1$  ;  $R_2$  avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles.

On trace ensuite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à côté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur  $b=0.1R$ , on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la section « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort de séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- ❖ Composante normale (forces stabilisatrices) :  $N= G_n \cos \alpha$
- ❖ Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :  $T= G_n \sin \alpha$

Avec :  $\alpha$  : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

#### **V.4.4 Calcul des forces appliquées à chaque tranche :**

##### **V.4.4.1 Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :**

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

$$\text{La formule s'écrit : } G_n = b (\gamma_1 .h_1 + \gamma_2 .h_2 + \gamma_3 .h_3) \quad (\text{V-9})$$

$h_1, h_2, h_3$  : hauteurs des tranches ;

$\gamma_1$ : densité de la zone du massif située au-dessus de la ligne de saturation;

$\gamma_2$ : densité de la zone du massif située au-dessous de la ligne de saturation;

$\gamma_3$ : densité de l'assise;

$b$ : largeur de la tranche.

##### **V.4.4.2 Force de pression interstitielle :**

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal dans la retenue (NNR).

$$P = U . dl = \gamma_w . h . dl \quad (\text{V-10})$$

$U$  : Pression interstitielle;

$dl$  : Longueur de l'arc délimitant la base de la tranche;

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau  $\delta_w=10\text{KN/m}^3$ ;

$h$  : Hauteur de la tranche.

##### **V.4.4.3 Forces de cohésion :**

$$F_c = c . dl. \quad (\text{V-11})$$

$C$  : Cohésion du sol (Matériau).

##### **iii) Forces dues au séisme :**

$$T = a . G_n \quad (\text{V-12})$$

$a$  : Coefficient de séisme.

$G_n$  : Poids de la tranche.

### V.4.5 Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

#### V.4.5.1 Les forces stabilisatrices :

##### a. Force de frottement :

$$F_1 = N n \operatorname{tg} \varphi - U dl \operatorname{tg} \varphi \quad (\text{V-13})$$

$\varphi$  : Angle de frottement.

$dl$  : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

##### b. Force de cohésion :

$$F_c = c dl \quad (\text{V-14})$$

Avec : 
$$dl = \frac{2 \cdot \pi \cdot R \cdot B_i}{360}$$

$R$  : rayon de la courbe de glissement;

$B_i$  : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement;

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N n - U dl) \operatorname{tg} \varphi + c dl] R. \quad (\text{V-15})$$

#### V.4.5.2 Les forces motrices :

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique ( $N t$ ), (force de cisaillement) du poids ( $G n$ ) qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T n \quad (\text{V-16})$$

#### Remarque :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{10}$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}.$$

### **V.4.6 Calcul du coefficient de sécurité par FELLENIUS pour les différents types de fonctionnement :**

Le coefficient «**Ks**» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de la retenue.

#### **V.4.6.1 Retenue pleine (fonctionnement normal) :**

$$K_{SS} = \frac{\sum (Nn - pi)tg \varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum GnSin\alpha_n} \geq K_{adm} \quad (\text{V-17})$$

$$K_{as} = \frac{\sum (Nn - pi)tg \varphi_i + \sum Ci.dl}{(1/R) \sum Gn.an .dn} \geq K_{adm} \quad (\text{V-18})$$

$K_{ss}$  : Coefficient de sécurité sans séisme ;

$K_{as}$  : Coefficient de sécurité avec séisme.

#### **V.4.6.2 Retenue vide (fin de construction) :**

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg \phi + \sum CdL}{\sum T_n} \quad (\text{V-19})$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d} \quad (\text{V-20})$$

#### **V.4.6.3 Vidange rapide :**

Le calcul se fait uniquement pour le talus amont, car la vidange rapide d'une retenue en terre peut lui causer des dégâts.

$$K_{SS} = \frac{\sum Nntg \varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i} \geq K_{adm} \quad (\text{V-21})$$

$$K_{as} = \frac{\sum Nntg \varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i + (1/R) \sum Gn.an .dn} \geq K_{adm} \quad (\text{V-22})$$

Tableau V-4 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		FELLENIOUS	
		Sans séisme	Avec séisme
		$K_{SS,adm} = 1,20 \text{ _ } 1,30$	$K_{as adm} = 1,05 \text{ _ } 1,1$
Fin de construction	Talus aval		
	R=105.54m	2.35	1.27
	R=129.7m	2.35	1.38
	R=84.38m	2.29	1.38
Fonctionnement normale	Talus aval		
	R=105.54m	2.2	1,3
	R=129.7m	2.15	1,4
	R=84.38m	2,53	1,36
Vidange rapide	Talus amont		
	R=105.54 m	2.33	1.34
	R=129.7m	2.32	1.36
	R=84.38m	2,26	1,35

### V.5 Conclusion :

Dans ce chapitre on a utilisé le nécessaire des méthodes et des formules pour déterminer tout le détail constructif du barrage en remblai à noyau d'argile (filtres, drains). Et A cet effet on a préparé notre ouvrage au calcul des infiltrations.

D'après les résultats obtenus pour différents types de fonctionnements, nous remarquons que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme.

Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

**VI. CHAPITRE VI :**  
**ORGANISATION DE**  
**CHANTIER**



## **VI.1 Introduction**

La réalisation d'un barrage se déroulera dans des bonnes conditions si on établit un bon plan de travail, comportant un planning prévisionnel des travaux, ainsi récapitulation une des moyens humains, matériels et matériaux.

Une reconnaissance meilleur du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché et améliorer sa rentabilité.

Une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage (en diminuant les délais de réalisation) pour qu'il ne pas soit onéreux. Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais pour se faire, et quelques que soient les problèmes rencontrés, il est impératif d'avoir une connaissance exacte de l'organisation de chantier.

Notre étude consistera donc à organiser le chantier du barrage KISSIR tout en assurant :

- Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux...etc.)
- La rapidité des diverses opérations.
- Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
- Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs revêtent une importance majeure pour l'exécution des travaux dans les meilleures conditions.

## **VI.2 Organisation technique et données préparatoires**

Les opérations essentielles dans l'organisation technique pour la construction commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme l'exécution des travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

- 1- Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.
- 2- Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

### VI.3 Les principaux intervenants sur chantier

Avant d'entamer les travaux d'exécution du barrage, il est indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

#### a) Le maître de l'ouvrage :

C'est une personne physique ou morale dont le rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

#### b) Le maître d'œuvre :

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

#### c) L'entrepreneur :

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

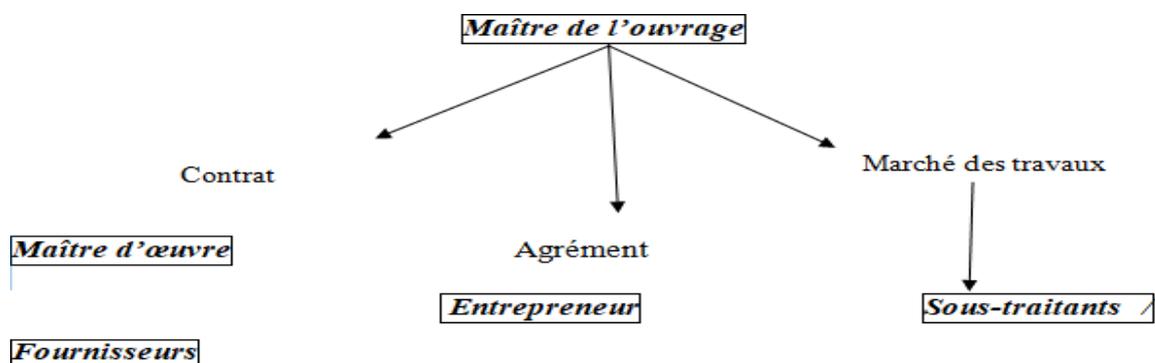


Figure VI-1 : Schéma de la relation entre les éléments de chantier



## **VI.4 Travaux préparatoires et installation de chantier**

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain de larges espaces, afin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes :

- **Installations destinées au personnel :**

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier...etc.

- **Installations destinées au stockage des matériaux :**

Pour les ciments nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton.

Les aciers doivent être stockés dans des endroits lions de la forte humidité (baraquements, hangars...).

### **VI.4.1 Agrégats :**

Les agrégats destinés à la fabrication du béton (sable, graviers) doivent être contrôlés à leur réception ; il convient de vérifier la granulométrie en prélevant des échantillons.

Le pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats est donné par le tableau suivant :

**Tableau VI-1 : Pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats**

Matière indésirable	% maximum du poids des plus gros granulats
Argile, limon, vases	1%
Charbon, bois	1%
Matériaux tendres	8%
Autres substances -nuisibles-	1%



Les différents sables et les graviers seront stockés en tas mélange. Vu que leurs densités sont différentes un mélange risque de fausser la pesée. La méthode de stockage sera en étoile, la teneur en eau des agrégats doit être contrôlée avant utilisation vue que le degré hydrométrique de l'air en variable ainsi que les éventuelles précipitations.

#### **VI.4.2 Le Ciment et les aciers :**

Le ciment sera livré en vrac et stocké dans des silos. A sa réception il est nécessaire de procéder à un contrôle de température et à certaines analyses de laboratoire (résistance, le temps de prise, et les aciers).on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars ...).

#### **VI.4.3 L'eau de gâchage :**

L'eau destiné au gâchage du béton doit satisfaire aux normes international en :

Matières organiques : 0.1 (g/l)

Matières en suspension : 0.2 (g/l)

Sels dissout : 1.5 (g/l)

Sulfates : 1.0 (g/l)

Acide humique : 0.05 (g/l)

Acide sulfhydrique : 0.05 (g/l)

Chlorures : 0.1 (g/l)

Ces éléments indésirables risquent de provoquer de fausses prises ou encore altérer le ciment ou attaquer les aciers.

#### **VI.4.4 Le Béton :**

Le béton est matériau artificiel dont on fait la plus grande consommation de nos jours en travaux publics et de bétonnage en général. Le béton employé devra avoir une résistance à la compression à 28 jours de 180 bars, il se compose de sable, graviers de différente granulométrie, d'un liant hydraulique (ciment ou autres) et d'eau.



#### **VI.4.5 L'énergie électrique :**

L'alimentation en énergie électrique sera faite par un groupe électrogène, ne justifier pas l'alimentation à partir d'un réseau de moyenne tension (SONELGAZ).

#### **VI.4.6 L'alimentation en eau potable**

L'alimentation en eau potable sera assurée par un réservoir de stockage dont le volume sera réalimenté quotidiennement.

#### **VI.4.7 L'alimentation en carburant**

L'alimentation sera assurée par des camions citernes, le stockage sera fait dans des réservoirs enterrés avec un accessoire de pompage.

- **Installations destinées à la réparation des engins :**

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

- **Installation destinée pour la préfabrication :**

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites...etc.

- **Fabrication des granulats**

Les granulats sont fabriqués dans les stations de concassage ils seront acheminés jusqu'à l'aire de stockage par des camions benne.

- **Travaux de réalisation :**

#### **Implantation des ouvrages sur chantier :**

Ou appelé autrement **le piquetage**, on peut la considérer la tâche la plus importante dans les travaux, c'est la matérialisation de l'ouvrage (ainsi que ses annexes et les installations cités précédemment) par des piquets sur terrain.

Il y'a 2 types de piquetage :



- Piquetage principal : concerne les axes de l'ouvrage.
- Piquetage secondaire : (ou complémentaire) concerne les bords de l'ouvrage (ou le contour).

- **Travaux de terrassements :**

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

- **Travaux d'excavations :**

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, ces derniers comprennent le décapage, l'excavation et la mise en dépôt des déblais.

Le décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue, l'évacuateur de crues et les zones d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

- **Travaux secondaires :**

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- ✓ L'aménagement de la zone d'emprunt.
- ✓ Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- ✓ Reboisement des zones à risque d'érosion aux alentours du barrage.

### **VI.5 Les moyens de chantier :**

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer les personnes physiques responsables du chantier et ses intérimaires en précisant leurs titres, références et compétence.

Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechnicien spécialiste en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.



La construction d'une digue en terre et les ouvrages annexes (notamment l'évacuateur de crue) nécessitent l'utilisation de nombreux engins mécaniques destinés à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacter les matériaux, ainsi que des engins et matériels de bétonnage. On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction, les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptibles d'être utilisés lors de la réalisation du barrage.

#### **A- Les moyens humains :**

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

Le personnel nécessaire pour le projet est :

- Conducteur des travaux : pour le suivi de chantier et le suivi d'ouvriers,
- Contre maître.
- Chauffeurs pour les engins, les camions et les véhicules.
- Ouvriers.
- Ferrailleurs, Soudeurs et Coffreurs
- Topographes.
- Ingénieurs (en hydraulique, génie civil...)
- Géologue pour la mission géologique en phase d'étude.
- Cadres dirigeants en côté financiers, ressources humaines, spécialiste en sécurité de chantier,...

#### **B - Les engins de terrassement :**

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise des ouvrages du barrage, l'extraction et le transport des matériaux de construction, les bétonnages et la réalisation des finitions (remblai-encrochement ...) se fait appel aux engins suivants :

- Bulldozer : pour les terrassements de masse et les voies d'accès.
- Chargeur (à pneus et à chenilles) : pour le chargement des déblais.
- Camion benne : pour le transport des déblais et les matériaux de construction.



- Pelle hydraulique : pour le creusement des fouilles.
- Décapeuse.
- Pompe immergée : pour l'évacuation des eaux de chantiers en période hivernale.
- Camion-citerne : pour le transport de carburant aux engins et transport de l'eau pour la confection de béton, et pour l'arrosage des pistes pour diminuer la poussière.
- Compacteur : pour le compactage des matériaux de construction de la digue.
- Grue à portique : pour la mise en place de béton et pour placer le coffrage ainsi les aciers.
- Camion malaxeur : pour le transport de béton.
- Groupes électrogènes.

### C - Le matériel des bétonnages :

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur, tour de prise, canal de dérivation....)

## VI.6 Planification :

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation avec économie des moyens humains et matériels pour assurer une efficacité d'exécution. Son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- A temps (sans retard).
- Economique (avec des bénéfices).

### VI.6.1 Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

1. Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
2. Dimensions du projet ;

On applique la formule suivante :

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

### **VI.6.2 Délai de construction et programme des travaux**

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en compte tenu du temps de réalisation de chacune des opérations qui le compose, sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement.

La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens matériels pour assurer certaines exigences, qui sont :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération ;
- Exécution du travail le plus économiquement possible ;

### **VI.6.3 Symboles des différentes opérations :**

Les symboles des opérations sont consignés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.01** Symboles des opérations.

Tavaux	Opérations	Durée (mois)
Travail routiers	A	4
Installation de chantier	B	6
Pré batardeau	C	10
Tunnel de dérivation	D	4
Batardeau	E	10
Excavation du barrage	F	6
Recharges du barrage	G	18
Excavation de l'évacuateur de crue	H	4
Construction de l'évacuateur de crue	I	14
Bassin d'amortissement d'E.C	J	4

Suite tableau VI.01 Symboles des opérations.

Tavaux	Opérations	Durée (mois)
Puits des vannes	K	2
Embouchure vidange	L	2
Prise d'eau et conduite	M	4
Travaux de finition	N	6

### VI.6.4 Techniques de la planification :

Il existe trois principales méthodes de planification à savoir :

- 1) Méthode basée sur le réseau ou méthode C.P.M.
- 2) Méthode basée sur le tableau
- 3) Méthode basée sur le graphique (diagramme de Gantt) ou méthode des barres.

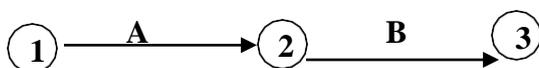
#### VI.6.4.1 Méthodes basées sur le réseau :

##### ✓ Définition du réseau :

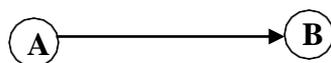
Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification.

On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèches :** L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".



- **Réseau à nœuds :** L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.



Cette méthode consiste à faire le calcul allé et retour en utilisant les paramètres de la grille suivante :

**Tableau VI.02** Les paramètres du réseau à nœuds.

<b>DCP</b>	<b>TR</b>
<b>DFP</b>	<b>DCPP</b>
<b>DFPP</b>	<b>MT</b>

TR : temps de réalisation

DCP : date de commencement au plus tôt

DCPP : date de commencement au plus tard

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

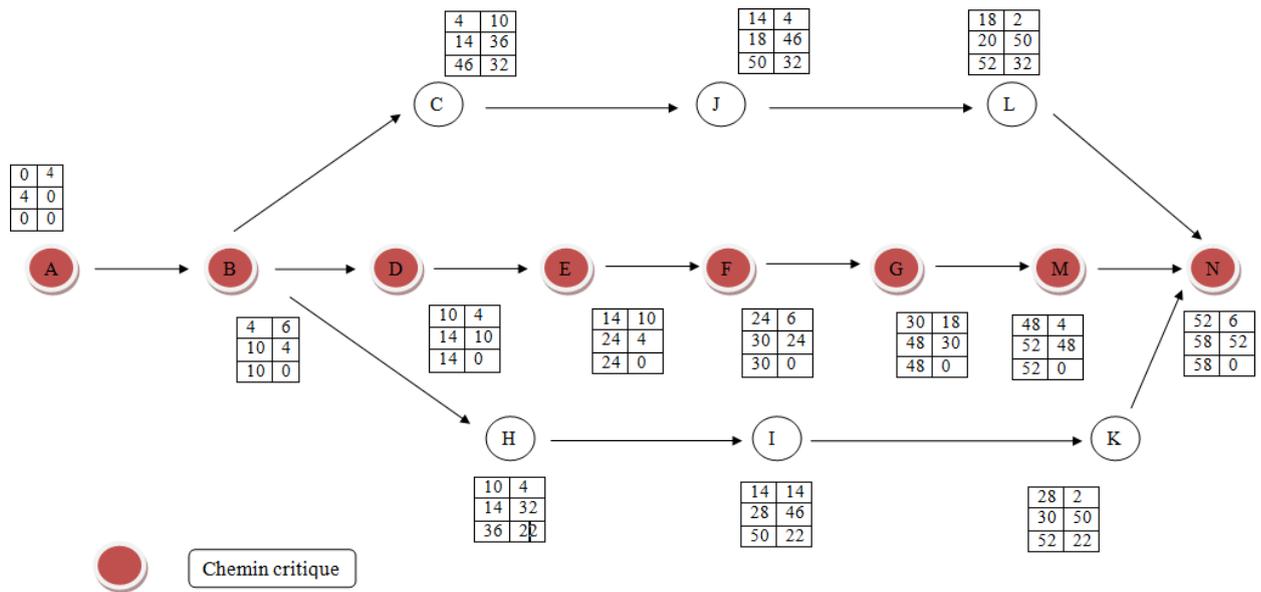
$$\text{Et : } \begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \\ MT = DFPP - DFP \\ DCP + TR = DFP \\ DFP_i = DCP_{i+1} \end{cases}$$

- **Chemin critique (C.C) :**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double

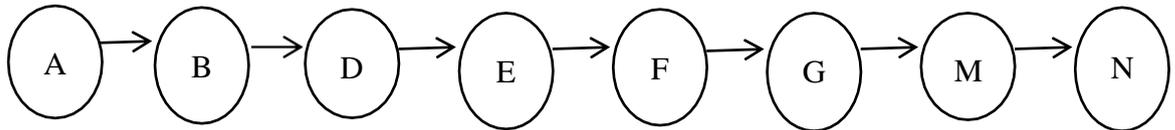
condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$



**VI-2 : Réseau à nœuds**

D'après le chemin critique, le temps de réalisation du barrage est estimé à **58 mois**.



$$DTR = \sum TR = 4 + 6 + 4 + 10 + 6 + 18 + 4 + 6 = 58 \text{ mois}$$

D'après les résultats de calcul du réseau à nœuds, le temps de réalisation total du barrage KISSIR est de **58 mois**



## VI.7 Devis estimatifs

Tableau VI.05 Cout estimatif du barrage.

N°	Désignation	Cout (DA)
1	Digue	<b>5767851519</b>
2	Evacuateur des crues	152102527,6
3	Forage, injection, paroi moulée et consolidation de la fondation	152099100
4	Tunnel de dérivation	44863140
5	Ouvrage de prise et de vidange	13633100
6	Routes définitives	7749450
7	Equipement hydromécanique	28210000
8	Equipement électrique	1438200
<b>Totale :</b>		
<b>6167947037 DA</b>		
9	Installation de chantier 16%	79861174,4
10	Etude d'exécution 2%	9982646,8
11	Supervision 5ans * 5ing*12mois=300 homes *70000	21000000
12	Autre frais	10000000
<b>Cout du barrage : 6198947037 DA</b>		

Le cout approximatif du barrage est **6200000000** DA



### **VI.8 Conclusion**

Dans l'organisation des travaux de chantier du barrage KISSIR, Une importance a été donnée à l'organisation compatible de tous les travaux construction, afin de conserver le temps et la vitesse d'avancement, pour toutes les opérations élémentaire et sur tous les points de chantier, mais sur terrain on ne pourra jamais éviter certains problèmes et obstacles, qui vont retarder un peu l'avancement des travaux, notamment les intempéries, les crises des matières premières (aciers, ciment, produit chimiques,...)...Etc.

La construction du barrage KISSIR devrait durer environ 5 années, dont 28 mois sont consacrés pour la réalisation de la digue.

**VII. CHAPITRE VII : ETUDE**  
**DE L'IMPACT SUR**  
**L'ENVIRONNEMENT (EIE).**



## **VII.1 Introduction**

La construction d'un nouveau barrage encadrée par la réforme sur le volume redevable et nécessite selon les cas, une déclaration ou une autorisation impliquant de mener une étude d'impact du projet, évaluant les effets cumulés avec les autres projets équivalents connus. Cependant, la question de l'impact cumulé d'ouvrage de stockage d'eau sur un même bassin versant est mal appréhendée. Il n'existe pas pour l'instant de méthodologie adaptée au niveau national. Les bureaux d'étude et les services de l'Etat font ainsi face à un manque d'outils et de méthodes opérationnels pour instruire les projets de nouvelles retenues, mais on va essayer dans ce chapitre-là de traiter ces impacts de manière générale. Pour réduire significativement les effets négatifs par la suite.

Quand on analyse les impacts sur le milieu de la construction d'un barrage, les contraintes les plus importants concernent, au moins, un des facteurs suivants :

- ❖ L'impact hydraulique
- ❖ Les aspects écologiques,
- ❖ Le bruit et la qualité de l'air,
- ❖ Le paysage,
- ❖ Les aspects socio-économiques,
- ❖ Le sol et l'utilisation du sol,
- ❖ Les ressources en eau.

## **VII.2 Impact hydraulique de barrage**

En aval des barrages, en raison des changements qui affectent les caractéristiques des débits, tous ces processus sont modifiés à degrés divers, il s'ensuit un changement de l'évolution morphologique des chenaux. Les sections suivantes font un état succinct des principaux changements pouvant être observés en aval des barrages.

### **VII.2.1 Impact sur le débit**

Le débit est la variable la plus importante contrôlant la nature fondamentale des ruisseaux et des rivières. Les modifications du débit causées par la construction des barrages altèrent sans contredit la structure et la fonction des écosystèmes fluviaux. Les



effets sur les caractéristiques hydrologique du cours d'eau, engendrés par les barrages, sont reliés étroitement à la forme du réservoir. au contrôle du débit lors du relâchement et aux périodes de crue. Dès qu'il y a construction d'un barrage, il Ya un certain effet sur le régime naturel présent auparavant, à l'exception de situations d'inondations extrêmes ou les effets du barrage n'auront aucun impact. les caractéristiques du barrage peuvent avoir un impact important sur le débit et certain paramètres des débits peuvent être grandement influencés. En effet, certaines études ont montré que les débits moyens annuels peuvent être modifiés à l'aval du barrage. Des baisses de débit peuvent se produire en aval des barrages lorsqu'on rencontre une situation ou les eaux doivent être détournées. les branches de la rivière qui accueilleront ce détournement auront quant à elles une augmentation de leurs débit. Les débits peuvent aussi être modifiés par la demande humaine. En effet, les demandes d'eau d'irrigation peuvent modifier et même inverser les débits maximums journaliers. Dans ce même ordre d'idée, des changements pourront se produire à l'échelle saisonnière et annuelle

### **VII.2.2 Impact sur la charge sédimentaire**

Le débit n'est pas le seul paramètre influencé par les barrages. Le transport des sédiments sera également affecté. Nous retrouvons différents types de sédiments influençant par le fait même leur transport. La charge de fond représente les sédiments qui sont transportés sur le fond des cours d'eau. Cette charge requiert une plus grande énergie lors du transport comparativement à la charge en suspension qui représente la portion des sédiments qui est maintenue en suspension pour une certaine distance et qui se dépose une fois la turbidité diminuée. Ces sédiments fins sont gorgés d'eau et influencent directement la morphologie de la cour d'eau. La charge sédimentaire d'un cours d'eau est un processus naturel qui dépend des processus d'érosion du bassin versant et de l'intensité des pluies. il en ainsi pour une rivière naturelle, par contre dans le cas l'on érige un barrage, il nous faut tenir compte d'autres facteurs. dépendamment du réservoir, une grande quantité de sédiment restera emprisonnée, relâchant seulement une partie de la charge accumulée en amont. Cet effet de trappe peut être prédit par la courbe de Brune qui met en lien la capacité du réservoir et les débits. Cependant Chien a remarqué que même s'il y avait des relâchements important de débit. avec une charge importante en sédiment, ceux -ci ne sont pas nécessairement impliqués dans la formation des chenaux, lors de situation ou les sédiments sont très fins.

### **VII.2.3 Impact sur le profil longitudinal et le profil transversal**

Plusieurs paramètres peuvent influencer le profil longitudinal d'une rivière que ce soit le débit, la charge sédimentaire ou son contexte granulométrique. Lorsque le débit subit une modification externe, la charge naturelle du régime devient irrémédiablement altérée. Ceci modifie par conséquent l'évolution et le comportement du profil longitudinal (Wellmeyer et al. 2005). Un débat subsiste quant à la charge sédimentaire nécessaire pour altérer et modifier significativement la trajectoire d'un cours d'eau (Wellmeyer et al, 2005). Schumm (1968) a observé que les méandres sinueux étaient caractérisés par un ratio largeur/profondeur faible et un pourcentage élevé de limon et d'argile. Quand la charge du lit diminue, le chenal devient un canal plus étroit et plus profond qui a tendance à vouloir créer des méandres.

Le profil transversal se mesure communément comme un rapport entre la largeur et la profondeur. Ce ratio augmentera simultanément avec une augmentation du débit et de l'érosion des berges. La présence de végétation est un paramètre qui a un impact sur l'évolution de l'érosion des berges. Plusieurs paramètres ont été classés et regroupés afin d'obtenir un portrait juste du profil transversal. :

Le premier groupe se compose des paramètres reliés aux bancs, tels la hauteur, la pente, le type du matériel (cohésif ou non).

Le deuxième groupe se compose des paramètres reliés au chenal tels, l'effet de cisaillement sur les bancs, la forme en plan, la charge sédimentaire, etc.

Le troisième groupe se compose des paramètres reliés à la végétation, tels que la diversité, la concentration de la végétation et la vigueur de celle-ci (Brandt, 2000).

## **VII.3 Impact écologique**

### **VII.3.1 En phase de réalisation**

- les chantiers de construction des ouvrages, y compris zones d'emprunts.
- la création du barrage de stockage d'eau,
- les usages de l'eau, en outre l'utilisation de la ressource.



- la disparition d'un espace utilisé par l'agriculture du fait de la mise en eau de la cuvette, la transformation des sites et du paysage.
- Faune et flore
- Les travaux nécessaires à la réalisation des pistes de chantiers, à la création des ouvrages, et à l'implantation temporaire des installations de chantiers vont détruire des végétaux, des groupements d'espèces et des habitats pour les espèces animales qui fréquentent les espaces correspondants
- La submersion des quelques surfaces de terres cultivées aura le même type de conséquences pour les espèces qui leur sont liées.
- la présence de la retenue va entraîner la création de nouveaux biotopes et favoriser l'installation d'espèces inféodées à l'eau et adaptées aux conditions de fluctuation du niveau de la retenue. Il y aura donc transformation des conditions de milieux et des écosystèmes locaux associés.
- Les chantiers provoqueront en outre des dérangements pour la faune : bruit, poussière, va et vient, vibration... Ces nuisances pousseront les animaux qui le peuvent à se déplacer et à rechercher de nouveaux espaces d'accueil aux environs du barrage. Ceci ne sera possible que dans la mesure où ils retrouveront le même type d'habitat pour les espèces les plus spécialisées ou les moins opportunistes et dans la limite des phénomènes de territoires.
- la disparition des terres agricoles correspondant à l'emprise de la cuvette de la retenue d'une part et la réduction de la disponibilité en eau d'irrigation pour les terres cultivées d'autre part. Cet effet va être particulièrement sensible pendant toute la période de remplissage du réservoir, puisque l'essentiel du débit va être stocké. Mais cet effet sera également sensible en période de fonctionnement normal de la retenue « impacts en phase exploitation ».

#### **VII.4 Impact socio-économique**

Les travaux de construction des ouvrages constituent une source potentielle importante :

- d'emplois locaux. Les entreprises en charge des travaux devraient vraisemblablement faire appel à de la main d'œuvre locale.
- d'activité économique induite, par exemple pour l'hébergement et la restauration des équipes des chantiers,



- de débouchés pour les ressources naturelles locales en complément des matériaux extraits dans la cuvette du barrage.
- Les compétences nécessaires à la réalisation des ouvrages vont être recherchées aussi bien sur place qu'à l'extérieur de la région pour les emplois les plus spécialisés ou pour l'encadrement.
- Les personnels non résidant dans la région seront à l'origine de dépenses de type hébergement, restauration, transports qui seront injectées dans l'économie locale.
- entraînement des nuisances pour les riverains tel que le bruit, la poussière et pollution atmosphérique ainsi que la modification des conditions de circulation qui va engendrer un encombrement sur les routes d'accès .
- La propagation et la dispersion des poussières. Ces poussières peuvent créer des gênes et nuisances aux habitants tels que les effets induits sur les productions maraîchères familiales ou agricoles et des effets induits sur la santé.
- Les chantiers peuvent également être à l'origine :
- -d'accroissement des risques d'accidents de la circulation, à la fois à cause de :
  - l'augmentation du trafic camions ;
  - les salissures de chaussées provoquées par les camions, qui peuvent rendre les routes glissantes ;
- En cas de rupture, des pertes humaines et économiques considérables.

### **VII.5 Mesures pour minimiser les impacts négatifs éventuels**

La recommandation principale pour pallier les nuisances consiste à organiser le fonctionnement des chantiers en tenant compte des habitudes de vie et des contraintes des habitants proches des sites à aménager et à faire une information ciblée auprès de la population. Et Pour limiter les nuisances sonores, il est recommandé :

De retenir des horaires de chantier diurnes et pour les jours ouvrés exclusivement dans les secteurs à proximité des habitations, les nuisances sonores étant mieux supportées en période d'activité de jour qu'en période nocturne de repos. Les horaires habituels sont 8h-12h et 13h-17h.

- De localisé les plates-formes "bases de vie", parc de matériels, zones de stockage des matériaux à l'écart des lieux habités.



- D'utiliser des engins qui répondent aux normes en vigueur en matière de limitation des émissions sonores.
- d'informer la population sur les travaux et leur avancement.
- D'étudier des plans de circulation qui permettent de maintenir des accès pour les habitants.
- D'adopter des horaires qui permettent de décaler les utilisations de voies d'accès si nécessaire.
- De procéder à des nettoyages de chaussée en cas de risque de chaussée rendue glissante ;
- De remettre en état les chaussées dégradées, à la fin des travaux ;
- D'informer la population sur les plans de circulation, par exemple par voie d'affichage dans les lieux habités et sur les voies d'accès.

En matière de paysages, il conviendra de veiller au nettoyage des zones de chantiers à la fin des travaux de façon à ne pas laisser sur place des matériaux, vieux matériels, etc.... susceptibles d'être assimilés à des déchets ou rebuts.

Adapter la gestion de la retenue

## **VII.6 Précautions lors des travaux**

### **VII.6.1 Précautions vis-à-vis des personnels**

Les précautions à prendre pour assurer la sécurité des ouvriers seront conformes aux dispositifs réglementaires en vigueur et imposées aux entreprises.

L'intervention d'un coordonnateur - ou d'une cellule de coordination - pourra améliorer la sécurité générale. Ce coordonnateur sera en mesure de proposer des adaptations en fonction d'évolution de la situation ou d'évènements imprévisibles.

### **VII.6.2 Précautions pendant la phase chantier**

Diverses dispositions seront prises et imposées aux entreprises pendant les travaux pour limiter les risques de pollution des cours d'eau pendant les chantiers de construction.

Dans tous les cas les entreprises auront l'obligation d'assurer (ou de faire procéder) le stockage provisoire, le transport et l'élimination des déchets selon les règles en vigueur



(des dispositions différentes pourront être retenues selon la nature des déchets produits) et, dans tous les cas d'éloigner ces déchets des cours d'eau.

De même, les entreprises auront l'obligation de procéder à une vérification périodique des matériels tant au niveau des émissions de gaz d'échappement que des niveaux sonores et de l'étanchéité des réservoirs d'huile et de carburant.

## **VII.7 Précautions par rapport au risque de rupture du barrage**

Pour éviter qu'une telle catastrophe ne se produise, les moyens à mettre en œuvre interviennent à plusieurs stades de la vie du projet : lors des études, de la construction, de l'exploitation

### **VII.7.1 Pendant la phase d'étude**

- Le dimensionnement du barrage doit être effectué dans les règles de l'art ; l'étude de stabilité est un point clef du dimensionnement pour laquelle les différents cas de charges normaux et extrêmes (prise en compte du risque sismique) doivent être examinés ;
- Les études d'exécution doivent être menées rigoureusement en adaptant si nécessaire le projet compte tenu des conditions géologiques réelles rencontrées. Dans le cas d'Oued AL Kissir, la bonne qualité de la fondation est un élément favorable indéniable

### **VII.7.2 En phase de réalisation (des travaux)**

- S'assurer que l'ouvrage est construit conformément aux spécifications techniques du marché de travaux et acter de toutes les modifications apportées au cours de l'exécution.
- A ce titre l'établissement des plans « conformes » à exécution et d'une monographie exhaustive de la construction (Rapport de Travaux) est l'assurance de pouvoir comprendre après coup l'origine de tout incident qui surviendrait ;
- S'assurer que le dispositif d'auscultation préconisé est effectivement mis en place et opérationnel de suite ;
- Suivre et analyser la phase critique de première mise en eau, qui est toujours très



révélatrice de désordres cachés, en respectant les paliers de mise en eau recommandés

### **VII.7.3 En phase d'exploitation**

Surveiller régulièrement le comportement du barrage et le fonctionnement des ouvrages annexes (évacuateur de crues, vidange de fond), par le biais des dispositifs d'auscultation et de visites et fonctionnements périodiques des dispositifs de vannage.

Avant l'annonce d'une crue, dans les situations critiques au cours desquelles le barrage pourrait déverser, il est primordial d'assurer une gestion anticipée du réservoir

Mettre en œuvre, à l'aval du barrage, un dispositif d'alarme, destiné à prévenir les populations à l'aval, en cas de risque majeur. Cela suppose la mise en œuvre d'un plan global de sensibilisation du public et d'évacuation.

### **VII.8 Conclusion**

La construction des barrages peut être indispensable dans certains cas, notamment dans un contexte d'explosion démographique. Il est difficile de trouver un site qui n'occasionnera que les impacts positifs sur le milieu environnant, les contraintes topographiques, géologiques et hydrologiques étant très importantes en milieu montagnard. Si les enjeux économiques sont jugés prédominants, il peut exister des mesures visant à réduire les impacts ou à les compenser. Lors de la présentation du projet, des mesures compensatoires sont proposées par l'Agence Nationale pour la Conservation de la Nature (ANN) pour notre site ainsi qu'une étude d'impacts complète qui fera un de nos objectifs principaux.

# CONCLUSION GENERALE

Dans cadre de la préparation du mémoire de fin d'étude, nous avons essayé de traiter et d'étudier les variantes de la digue du barrage KISSIR wilaya de JIJEL qui est destiné à l'irrigation ainsi qu'à alimentation en potable des agglomérations avoisinantes.

On a fait une étude géologique qui comprend l'étude de la fondation, la cuvette et la disponibilité des matériaux de construction ensuite on a étudié l'hydrologie de la région pour voir si le réservoir se remplira ou pas en se basant sur les données hydrologiques de plusieurs années d'observation.

Le choix de la variante a été fait, en fonction de l'étude technico-économique, et des sols avoisinant, et on a opté pour une digue en alluvions à noyau d'argile vu la forme de l'exutoire ainsi que la nature de la fondation.

La capacité totale de la cuvette de l'ouvrage projeté est de  $67.83 \text{ M m}^3$  dont  $58.6 \text{ M m}^3$  de volume utile et  $9.23 \text{ M m}^3$  de volume mort.

La durée totale de réalisation du barrage est de 58 mois (5 ans), dont 28 mois sont consacrés pour la réalisation de la digue.

Notre projet nous a permis de :

Mettre en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation.

Se confronter aux difficultés réelles du monde des barrages.

Acquérir le savoir-faire en matière des choix conceptuels.

D'autre part nous avons appris à réfléchir de façon plus pertinente des problématiques avec une vision plus large de tous les aspects.

## Références bibliographiques

**A.N.B.T** : Etude d'avant projet détaillé du KISSIR (Wilaya de JIJEL), Mémoire de synthèse.

**TOUAIBIA. B (2004)** Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.

**TOUAIBIA. B.** Polycopie de cours de régularisation des débits.

**CIGB 1994** « Les crues de projet des barrages : la méthode du Gradex » Bulletin du comité internationale des grands barrages, 18e congrès CIGB / ICOLD - N° 02, Nov. 1994.

**MEDDI M. et BELHADJ BOUCHAIB F., 2010.** Etude des crues dans le bassin du Cheliff . Application de la méthode du Gradex.

**Luis E. Rosete Gamboa, & Agustín Alvarez García** Manuel de conception et projets typiques des évacuateurs de crues ; ANBT.

**Schleiss, A. J., & Pougatsch, H. (2011).** Les barrages: du projet à la mise en service (Vol. 17). Ecole Polytechnique fédérale de Lausanne

**Layan, Dridri, Benaabidate, Zemzami** :Détermination des crues de projet par les aspects du débit de point et l'hydrogramme de crue au niveau de la commune Ain Boukhellal, Bassin versant de l'oued LARBAA, Maroc.

**KHATSURIA.R.M (2005)** Hydraulics of Spillways and Energy Dissipators .Georgia Institute of Technology Atlanta ,Georgia

**Cox, R. G. (1973)** «Spillway Water Surface Profiles, » Miscellaneous Paper H-73-4, Jun 1973, U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, CE, Vicksburg, Miss.

**DESIGN OF SMALL DAMS USBR (1987)** a water resources technical publication .

**USACE Engineering and Design;** Hydraulic design of Spillway, Engineer Manual EM 1110-2-1603, January 1990.

**Wili H. Hager & Anton J. Schleiss. (2009).** Construction hydraulique, écoulement stationnaires (Vol. 15) Ecole Polytechnique fédérale de Lausanne.

### Sites web :

[http://www.soudoud-dzair.com/index.php?action=esmap\\_vect&table=chahidgis\\_barrage&id=70](http://www.soudoud-dzair.com/index.php?action=esmap_vect&table=chahidgis_barrage&id=70)

<https://www.isl.fr/fr/activites/projets/barrage-de-kissir>

# **Annexe 1 :**

Nom de la station : JIJEL SECTERUE

Code de la station : 030301

X : 774.1

Y : 396.15

Z : 5

**Tableau 01** : Série des pluies maximales journalières (mm) de la station de JIJEL SECTEUR (030301)

Mois	sept	oct	nov	dec	Jan	Fév	Mars	Avr	Mais	Juin	Juil	aout	Annuel
<b>1968</b>													
<b>PJ max (mm)</b>	9.5	0	57.8	41.4	23.6	15.8	26.7	24.2	19.4	20.2	3.4	20.7	57.8
<b>Totaux (mm)</b>	15.3	0	96.9	206.6	98.1	74	101.8	93.5	23.7	29.4	6	21.1	766.4
<b>1969</b>													
<b>PJ max (mm)</b>	181	27.6	22.7	50.5	17.7	16.1	20.3	71.3	23.4	2.7	4.8	1.2	181
<b>Totaux (mm)</b>	203.1	164.6	67.2	343.9	55.3	51.1	96	159	56.5	4.6	7.2	1.9	1210
<b>1970</b>													
<b>PJ max (mm)</b>	3.6	48.2	5.1	34.5	40.1	20.8	28.3	30.3	3.3	0	2	0.3	48.2
<b>Totaux (mm)</b>	3.6	214.2	9.1	143.7	152.7	75	161.3	78.7	11	0	4.1	0.3	853.7
<b>PJ max (mm)</b>	49.8	38.8	23.3	26.8	37	25.2	27.4	14.6	73	15	0	8.2	73
<b>Totaux (mm)</b>	111.3	130.1	113.8	57.7	235.8	119.4	81.6	80	106	30.2	0	8.2	1074
<b>1972</b>													
<b>PJ max (mm)</b>	43.3	17.8	4.4	68	68	22.7	25.6	52.9	0.9	16.9	7.8	0	68
<b>Totaux (mm)</b>	85.2	72.3	6.3	336.1	274.5	161.2	107.1	73.2	0.9	34.9	10.9	0	1163
<b>1973</b>													
<b>PJ max (mm)</b>	90.8	16.9	21.3	66.9	18.6	34.3	63.7	22.5	1.4	4.9	7.2	0	90.8
<b>Totaux (mm)</b>	122.4	42.7	45.8	136.4	49.3	140.3	205.8	109	1.7	5.5	8.3	0	867.3





<b>PJ max (mm)</b>	2.5	20.2	40.4	99.5	31	25.1	26.8	6.1	13	2.5	0	0.7	99.5
<b>Totaux (mm)</b>	4.6	74.9	176.6	320.8	91.1	105.3	111.9	24.6	26.7	3.6	0	0.7	940.8
<b>1991</b>													
<b>PJ max (mm)</b>	19.6	88.7	37.6	15.5	35.1	18.5	43.1	34.5	53.6	21.3	2.3	0	88.7
<b>Totaux (mm)</b>	36.7	227	100	39.6	132.3	54	175.7	171	75.2	25	2.8	0	1039
<b>1992</b>													
<b>Totaux (mm)</b>	7.4	91.2	47.6	329.3	85.8	77.4	49.6	95.6	54.4	2.8	0	0	841.1
<b>1993</b>													
<b>PJ max (mm)</b>	18.2	36	41.3	64.2	35.5	28.6	0	20.1	7.2	0	0	0	64.2
<b>Totaux (mm)</b>	37.4	75.2	104.1	140.5	90.2	107.6	0	60.2	14.7	0	0	0	629.9
<b>1994</b>													
<b>Totaux (mm)</b>	71.9	116.5	7.5	337.1	148.6	33.2	119.3	60.3	3.6	13	0	17.2	928.2
<b>1995</b>													
<b>PJ max (mm)</b>	24.2	70.4	22.5	26.5	47.2	72.3	33.2	23.4	14.6	29	7	5.5	72.3
<b>Totaux (mm)</b>	56.8	99.1	62.3	89.9	138.1	293.9	113.1	119	48.9	45.9	7	9.6	1084
<b>1996</b>													
<b>PJ max (mm)</b>	8.3	45.5	37.8	61.5	14	9.1	12.6	37	6	11.1	0	3	61.5
<b>Totaux (mm)</b>	36.5	138.5	117.1	169	53.1	13.1	16	73.7	8.7	26.3	0	5	657
<b>1997</b>													
<b>PJ max (mm)</b>	52.7	19.3	27.2	19.5	14.8	48.7	29	60	24.5	1	0	22	60
<b>Totaux (mm)</b>	134.5	69.3	162.7	102	46.5	120.1	92.1	108	100	1.2	0	28.6	964.8
<b>1998</b>													
<b>PJ max (mm)</b>	26.5	36.4	46.2	53.2	41.5	25	20	23.2	2.5	3	1.8	3	53.2
<b>Totaux (mm)</b>	89.3	75	355.9	187.8	136.2	71.1	61.2	45.6	4.1	3.6	2.9	3	1036



<b>PJ max (mm)</b>	49.5	20	44.5	42.5	24	15	60	24	61	3.5	0	0	61
<b>Totaux (mm)</b>	96.5	156.5	200.9	237.5	41.2	20.1	185.5	28	153	3.5	0	0	1123
<b>2008</b>													
<b>PJ max (mm)</b>	20.5	14	52.5	51.7	67.9	19.2	39.2	47.2	8.4	0	0	4.6	67.9
<b>Totaux (mm)</b>	52	27.5	201.5	205.6	217.1	90.7	82.6	177	12.1	0	0	10.8	1077
<b>2009</b>													
<b>PJ max (mm)</b>	58	24.6	49.7	27.2	45.8	24.2	32.3	12.9	38.8	26	0.4	0.7	58
<b>Totaux (mm)</b>	208.4	79.8	191.9	146.6	166.6	64.5	107.8	46.4	75.2	51.5	0.4	1	1140
<b>2010</b>													
<b>PJ max (mm)</b>	20.2	60	54	69.5	24.4	32.2	78.2	25.6	8	6.6	3.2	0	78.2
<b>Totaux (mm)</b>	52.3	216.2	147.8	120.9	108.8	170.7	115.2	77.5	24.4	12.7	3.2	0	1050
<b>2011</b>													
<b>PJ max (mm)</b>	9.3	46.9	105.1	35.3	36.2	99.6	61.8	52	13.2	20.8	4.4	0	105.1

Source : ANRH

## **Annexe 2 :**

Code : 030408

X : 779.35 ; Y : 373.55

Surface : 316 Km<sup>2</sup>

Périmètre : 90 km

**Tableau 01** : Série des apports (Mm<sup>3</sup>) de la station d'OUED MISSA (030408)

année	sept	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avr	mais	juin	juil	aout	annuel
1973	1.62	6.16	0.82	27.9	65.2	61.1	96.1	41.8	6.22	5.8	1.6	0.95	315.26
1974	13.04	3.02	2.42	16.1	12.1	34	46.82	31	7.02	2.16	1.5	1.05	170.22
1975	1.18	7.26	15	11.6	6.94	30.2	25.3	8.03	8.48	1.69	0.8	0.91	117.31
1976	0.84	0.65	10.2	13.5	9.05	46	57.02	15.6	13.2	3.87	1.9	1.31	173.04
1977	1.92	11.4	25.6	33.7	21.5	7.77	4.23	19.4	6.4	1.95	1.2	0.97	135.92
1978	0.78	0.98	2.95	0.84	17	27.8	13.15	35.3	3.95	1.8	3.1	3.46	111.09
1979	2.39	2.7	5.05	11.2	6.14	33.7	36.82	50.7	5.72	1.91	1.2	0.84	158.32
1980	1.61	2.36	23.3	13.1	25.1	11.4	70.96	23.5	25.2	4.26	1.4	0.74	202.82
1981	0.55	3.86	9.67	91	34.4	29	19.92	12.5	2.25	0.58	0.6	0.97	205.28
1982	0.57	0.77	1.16	12.8	39.4	49.6	47.17	4.98	2.79	0.55	0.6	0.55	160.88
1983	0.53	9.26	17	39.8	14.5	4.05	37.89	9.21	2.74	0.37	0.2	0.06	135.56
1984	0.09	1.13	11.8	10.7	26.6	118	42.59	20	6.63	1.69	1.7	0.88	241.72
1985	0.6	53.7	12.5	123	128	45.7	143.5	19.1	2.82	2.11	0.6	0.55	532.58
1986	0.98	0.62	2.23	7.95	45.6	24.5	26.02	5.12	2.08	0.69	0.3	0.44	116.46
1987	0.33	4.73	17.3	35.3	27.6	62.2	9.71	10.1	1.31	0.19	0.9	1	170.74
1988	0.94	3.54	3.45	2.68	15	5.56	32.22	2.74	2.52	1.37	1.5	0.32	71.87
1989	1.27	1.04	1.59	41	15.5	19.1	32.33	16.3	6.4	0.69	0.5	0.72	136.46
1990	1.42	4.1	3.14	2.16	8.47	2.01	2.76	2.74	4.18	2.04	1.1	0.8	34.89
1991	0.74	1.34	27.4	56.6	16.2	22.5	21.01	9.98	10.9	2.51	1.6	1.34	172.01
1992	1.06	4.55	3.42	2.59	7.9	4.96	6.27	50.3	7.17	2.86	2.2	1.46	94.69

Source : Mémoire de fin d'étude de DABACH Ridha, Octobre 2011

Code : 030408

X : 779.35

Y : 373.55

Surface : 316 Km<sup>2</sup>

Périmètre : 90 km

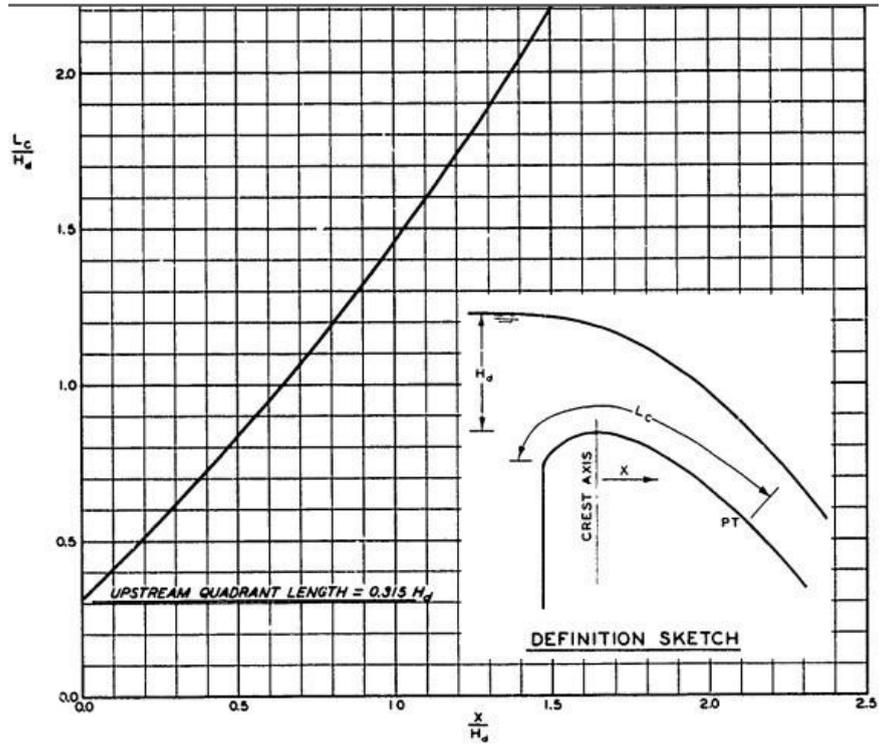
**Tableau 02** : Série des débits maximaux (m<sup>3</sup>/s)

année	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avr	mais	juin	juil	aout	annuel
1973	40.97	0.804	80.41	224.9	81.63	206.5	166	4.596	116	0.832	0.74	975.959
1974	27	10.43	72.4	87.31	148.9	371.2	210	12.96	1.12	0.746	0.43	1945.296
1975	154	79.43	120	64	395.8	148	4.87	250.9	0.968	0.375	2.776	1231.319
1976	0.375	64.55	55.95	18.36	531.5	258.8	69.8	261	6.31	35.4	7.855	1311.684
1977	157	157	327.6	125.6	30.66	5.77	73.44	47.77	8.466	3.59	1.115	986.261
1978	0.878	22.22	0.452	98.5	108.4	76	182.5	2.07	1.05	20.4	2.5	515.272
1979	14.64	47.9	44	36.75	167.5	163	209.8	4.85	1.052	0.54	0.4	692.932
1980	12.6	81.25	129.2	131.6	147	455	72	53.6	4.36	0.65	0.28	1102.54
1981	17.38	86	359.2	34.26	48	257.2	96.8	1.59	0.305	0.205	1.115	902.285
1982	7	8.32	59	170.5	68	163	9.64	27.04	0.28	0.205	0.205	513.42
1983	108.9	83	102.3	13.6	3.4	141.8	9.2	20.8	0.205	0.142	0.049	483.601
1984	0.89	46	11.84	29.08	496	59	22	4.36	0.65	0.65	0.512	671.067
1985	141.8	7	776	452.5	44	552.5	19	2.1	14.68	0.255	0.205	2010.27
1986	0.255	2.1	22.6	190	47	50	3.4	1.42	0.374	0.23	0.205	325.024

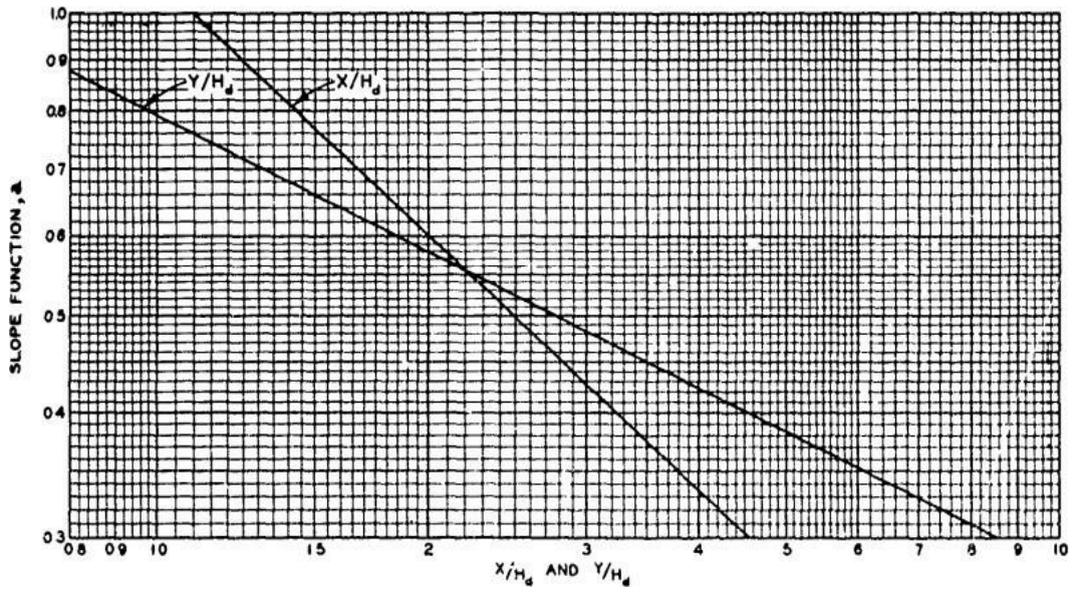
<b>1987</b>	23.8	110	99	46	88	23.8	19	2.1	0.374	0.425	0.425	413.298
<b>1988</b>	50	50	107.8	71	22.6	136.6	6.125	6.6	2.812	3.164	0.141	457.254
<b>1989</b>	0.535	4.584	160	72	89.1	160	70		0.784	0.425	1.624	564.756
<b>1990</b>	10.38	3.544	0.952	35.08	1.372	2.318	2.812	12.28	1.036	0.535	0.425	73.194
<b>1991</b>	0.952	253.4	228	19	38.36	78	29.08	92.4	1.892	1.036	0.645	738.07
<b>1992</b>	50	22.6	7.28	19	13.04	11.52	193.3	6.6	6.6	2.034	0.645	473.499

**Source : Mémoire de fin d'étude de DABACH Ridha, Octobre 2011**

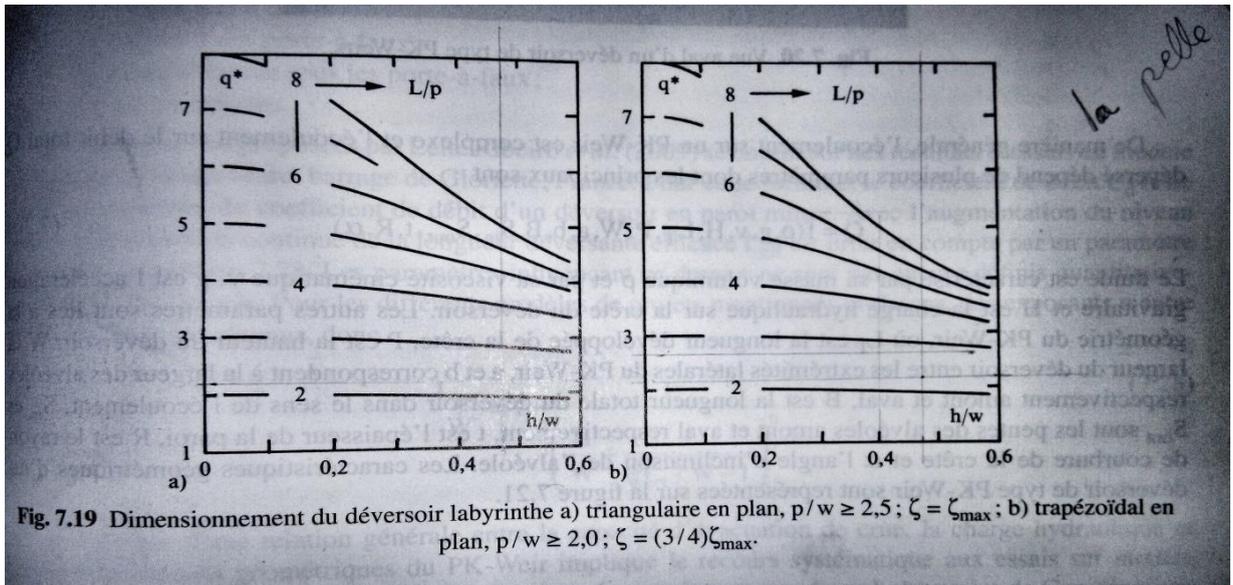
# **Annexe 3 :**



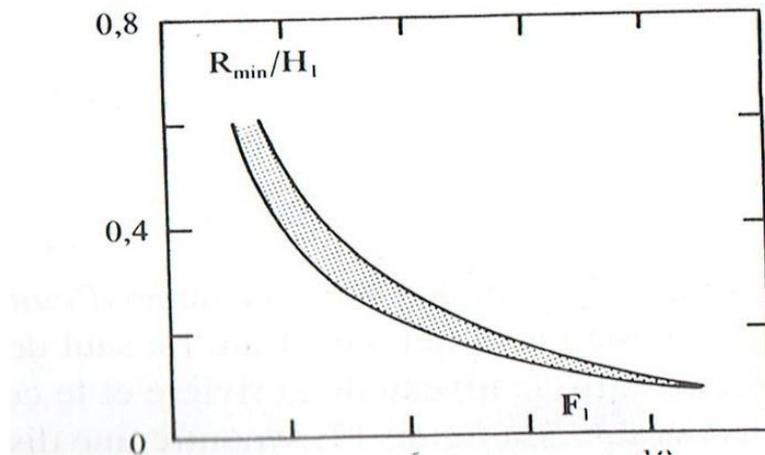
**Abaque 01** : Cordonnées du point tangential (Pt) d'un déversoir USBR [8]



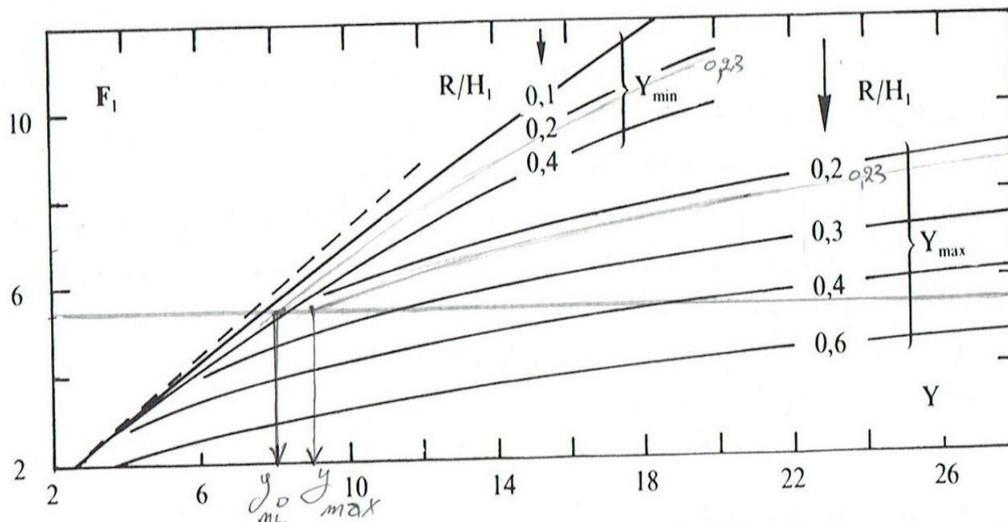
**Abaque 02** : Cordonnées du point tangential (Pt) d'un déversoir USBR [8]



**Abaque 03:** Dimensionnement du déversoir labyrinthique [12]



**Abaque 04 :** rayon minimal relatif  $R_{\min}/H_1$  en fonction de  $F_1$  (saut de ski) [12]



**Abaque 05 :** Hauteur d'eau aval (saut de ski) [12]

# **Annexe 4 :**

**Tableau 01** : La vitesse d'approche admissible en fonction du type de sol.

Types de sols	Diamètre d <sub>50</sub> (mm)	V <sub>adm</sub> (m/s) pour différents hauteurs (m)				
		(H+P)=0.4	(H+P)=1.0	(H+P)=2.0	(H+P)=3.0	(H+P) > 5.0
Sable très fin	0.05-0.15	0.15-0.20	0.20-0.30	0.25-0.40	0.40-0.45	0.40-0.55
Sable fin	0.15-0.25	0.20-0.35	0.30-0.45	0.40-0.55	0.45-0.60	0.55-0.70
Sable moyen	0.25-1.0	0.35-0.50	0.45-0.60	0.55-0.70	0.60-0.75	0.70-0.85
Sable gros	1.0-2.5	0.50-0.75	0.60-0.75	0.70-0.80	0.75-0.90	0.85-1.00
Gravier fin	2.5-5.0	0.75-0.85	0.75-0.85	0.80-1.0	0.90-1.10	1.00-1.20
Gravier moyen	5.0-10	0.85-0.90	0.85-1.05	1.0-1.15	1.10-1.30	1.20-1.45
Cailloux fin	10-15	0.90-1.10	1.05-1.20	1.15-1.35	1.30-1.50	1.45-1.65
Cailloux moyen	15-25	1.10-1.25	1.20-1.45	1.35-1.65	1.50-1.85	1.65-2.0
Cailloux gros	25-40	1.25-1.50	1.45-1.85	1.65-2.10	1.85-2.30	2.0-2.45
Cailloux très gros	40-75	1.50-2.0	1.85-2.40	2.10-2.75	2.30-3.10	2.45-3.30
Petite pierre	75-100	2.0-2.45	2.4-2.80	2.75-3.20	3.10-3.50	3.30-3.80
Pierre moyenne	100-150	2.45-3.0	2.80-3.35	3.20-3.75	3.50-4.10	3.80-4.40
Grosse pierre	150-200	3.0-3.50	3.35-3.80	3.75-4.30	4.10-4.65	4.40-5.0
Petite bloc	200-300	3.50-3.85	3.80-4.35	4.30-4.70	4.65-4.90	5.0-5.50
Moyenne bloc	300-400	-	4.35-4.75	4.70-4.95	4.90-5.30	5.50-5.60
Grosse bloc	400-500	-	-	4.95-5.35	5.30-5.50	5.60-6.0
Roches sédimentaires, conglomérats, marnes.		2.10	2.50	2.90	3.10	
Calcaire poreux et conglomérats compacts, grès calcifiés, etc.		2.50	3.0	3.40	3.70	
Grès dolomitiques, calcaires compacts non stratifiés, silices.		3.70	4.50	5.20	5.60	
Roches cristallines, marbres et granites.		16.0	20.0	23.0	25.0	
Diabases, basaltes et quartzites.		21.0	25.0	25.0	25.0	

## **Annexe 5:**

**Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R= 105,54m)**

N	b	h1	h2	h3	sina	cos a	Gn	T=Gn*sin a	N=Gn*cosa	dli	C*dli	tgphi	N*tang phi	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangphi	dn	a*dn*Gn
-3	8,2	0	8,63	0	-0,3	0,9539392	130,9171	-39,27513	124,886954	8,59593566	3,43837426	0,67	83,6742591	86,3	741,829248	497,025596	100,28	2888,24069
-2	10,5	0	12,8	0	-0,2	0,9797959	248,64	-49,728	243,616452	10,7165176	4,28660705	0,67	163,223023	128	1371,71426	919,048551	100,28	5485,39622
-1	10,5	0	16,01	0	-0,1	0,99498744	310,99425	-31,099425	309,435372	10,5528971	4,22115882	0,67	207,321699	160,1	1689,51882	1131,97761	100,28	6861,03075
0	10,5	0	20	0	0	1	388,5	0	388,5	10,5	4,2	0,67	260,295	200	2100	1407	100,28	8570,9316
1	10,5	0	20,91	0	0,1	0,99498744	406,17675	40,617675	404,140763	10,5528971	4,22115882	0,67	270,774312	209,1	2206,61078	1478,42922	100,28	8960,90899
2	10,5	0	13,2	0	0,2	0,9797959	256,41	51,282	251,229466	10,7165176	4,28660705	0,67	168,323742	132	1414,58033	947,768819	100,28	5656,81486
3	10,5	0	24,6	0	0,3	0,9539392	477,855	143,3565	455,844617	11,0069908	4,40279631	0,67	305,415893	246	2707,71973	1814,17222	100,28	10542,2459
4	10,5	0	24,7	0	0,4	0,91651514	479,7975	191,919	439,741672	11,4564392	4,58257569	0,67	294,626921	247	2829,74049	1895,92613	100,28	10585,1005
5	10,5	0	23,7	0	0,5	0,8660254	460,3725	230,18625	398,69428	12,1243557	4,84974226	0,67	267,125168	237	2873,47229	1925,22643	100,28	10156,5539
6	10,5	0	21,2	0	0,6	0,8	411,81	247,086	329,448	13,125	5,25	0,67	220,73016	212	2782,5	1864,275	100,28	9085,1875
7	10,5	0	16,8	0	0,7	0,71414284	326,34	228,438	233,053375	14,7029409	5,88117635	0,67	156,145761	168	2470,09407	1654,96303	100,28	7199,58254
8	2,3	0	10,03	0	0,8	0,6	42,67765	34,14212	25,60659	3,83333333	1,53333333	0,67	17,1564153	100,3	384,483333	257,603833	100,28	941,537243
								1046,92499			51,15353		2414,81235					86933,5307

<b>fin de construction</b>			
Kss	<b>2,25</b>	KSS,adm	1,2 _ 1,3
Ks	<b>1,27</b>	KaS,adm	1,05 _ 1,1

### Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R= 129,7m)

N	b	h	h2	h3	sina	cos a	Gn	T=Gn*sina	N=Gn*cosa	dli	C*dli	tgP	N*tang phi	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangp	dn	a*dn*Gn
-2	7,2	0	8,4	0	-0,2	0,9797959	111,888	-22,3776	109,627403	7,34846923	2,9393876	0,67	73,4503602	84	617,271415	413,571848	123,45	3038,76619
-1	13	0	11,0	0	-0,1	0,99498744	266,474	-26,6474	265,138282	13,0654916	5,2261966	0,67	177,642649	110,8	1447,65647	969,929834	123,45	7237,16737
0	13	0	14,1	0	0	1	339,3455	0	339,3455	13	5,2	0,67	227,361485	141,1	1834,3	1228,981	123,45	9216,28443
1	13	0	17,5	0	0,1	0,99498744	420,875	42,0875	418,765338	13,0654916	5,2261966	0,67	280,572776	175	2286,46103	1531,92889	123,45	11430,5441
2	13	0	18,9	0	0,2	0,9797959	454,545	90,909	445,361326	13,2680694	5,3072277	0,67	298,392088	189	2507,66512	1680,13563	123,45	12344,9877
3	13	0	20,7	0	0,3	0,9539392	497,835	149,3505	474,904322	13,6277029	5,4510811	0,67	318,185896	207	2820,9345	1890,02611	123,45	13520,7008
4	13	0	21,5	0	0,4	0,91651514	517,075	206,83	473,907065	14,1841629	5,6736651	0,67	317,517734	215	3049,59502	2043,22866	123,45	14043,2399
5	13	0	19,8	0	0,5	0,8660254	476,19	238,095	412,392637	15,011107	6,0044428	0,67	276,303067	198	2972,19919	1991,37345	123,45	12932,8442
6	13	0	17,2	0	0,6	0,8	413,66	248,196	330,928	16,25	6,5	0,67	221,72176	172	2795	1872,65	123,45	11234,5919
7	2,6	0	11,8	0	0,7	0,71414284	56,758	39,7306	40,5333195	3,64072822	1,4562912	0,67	27,157324	118	429,60593	287,835973	123,45	1541,49052
								966,1736			48,984489		2218,30514					96540,6171

<b>fin de construction</b>			
Kss	<b>2,35</b>	KSS,adm	1,2 _ 1,3
Ks	<b>1,38</b>	KaS,adm	1,05 _ 1,1

### Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R= 84,38m)

N	b	h1	h2	h3	sin a	cos a	Gn	T=Gn*sin a	N=Gn*cos a	dli	C*dli	tg phi	N*tang phi	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang phi	dn	a*dn*Gn
-4	8,4	0	6,54	0	-0,4	0,91651514	101,6316	-40,65264	93,1469	9,16515139	3,66606056	0,67	62,408423	65,4	599,400901	401,598604	80,18	1792,74077
-3	8,4	0	12,62	0	-0,3	0,9539392	196,1148	-58,83444	187,081596	8,80559263	3,52223705	0,67	125,344669	126,2	1111,26579	744,548079	80,18	3459,38663
-2	8,4	0	18,12	0	-0,2	0,9797959	281,5848	-56,31696	275,895632	8,5732141	3,42928564	0,67	184,850073	181,2	1553,46639	1040,82248	80,18	4967,04324
-1	8,4	0	20,02	0	-0,1	0,99498744	311,1108	-31,11108	309,551338	8,44231765	3,37692706	0,67	207,399396	200,2	1690,15199	1132,40184	80,18	5487,87007
0	8,4	0	21,5	0	0	1	334,11	0	334,11	8,4	3,36	0,67	223,8537	215	1806	1210,02	80,18	5893,56676
1	8,4	0	22,9	0	0,1	0,99498744	355,866	35,5866	354,082199	8,44231765	3,37692706	0,67	237,235074	229	1933,29074	1295,3048	80,18	6277,33389
2	8,4	0	24,95	0	0,2	0,9797959	387,723	77,5446	379,889405	8,5732141	3,42928564	0,67	254,525901	249,5	2139,01692	1433,14133	80,18	6839,27863
3	8,4	0	26,15	0	0,3	0,9539392	406,371	121,9113	387,653227	8,80559263	3,52223705	0,67	259,727662	261,5	2302,66247	1542,78386	80,18	7168,22189
4	8,4	0	26,74	0	0,4	0,91651514	415,5396	166,21584	380,848334	9,16515139	3,66606056	0,67	255,168384	267,4	2450,76148	1642,01019	80,18	7329,95233
5	8,4	0	25,94	0	0,5	0,8660254	403,1076	201,5538	349,101422	9,69948452	3,87979381	0,67	233,897953	259,4	2516,04629	1685,75101	80,18	7110,65682
6	8,4	0	23,92	0	0,6	0,8	371,7168	223,03008	297,37344	10,5	4,2	0,67	199,240205	239,2	2511,6	1682,772	80,18	6556,93567
7	8,4	0	20,4	0	0,7	0,71414284	317,016	221,9112	226,394707	11,7623527	4,70494108	0,67	151,684454	204	2399,51995	1607,67837	80,18	5592,03543
8	8,4	0	14,88	0	0,8	0,6	231,2352	184,98816	138,74112	14	5,6	0,67	92,9565504	148,8	2083,2	1395,744	80,18	4078,89643
9	7,25	0	5,88	0	0,9	0,43588989	78,8655	70,97895	34,3766745	16,6326407	6,65305628	0,67	23,0323719	58,8	977,999273	655,259513	80,18	1391,15587
								1116,80541			56,3868118		2511,32482					73945,0744

<b>fin de construction</b>			
Kss	<b>2,29</b>	K <sub>SS,adm</sub>	1,2 _ 1,3
Ks	<b>1,38</b>	K <sub>as,adm</sub>	1,05 _ 1,1

### Stabilité pour le cas fonctionnement normal talus aval (R=105,54 m)

N	b	h1	h2	h3	sin a	cos a	Gn	T=Gn*sin a	N=Gn*cos a	dli	C*dli	tg phi	N*tang phi	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang phi	dn	a*dn*Gn
-3	8,2	0	8,63	0	0,3	0,9539392	130,9171	-39,27513	124,886954	8,59593566	3,43837426	0,623498963	77,8668862	86,3	741,829248	462,529766	95,54	2751,72034
-2	10,5	0	12,8	0	0,2	0,9797959	248,64	-49,728	243,616452	10,7165176	4,28660705	0,623498963	151,894605	128	1371,71426	855,262416	95,54	5226,11443
-1	10,5	0	16,01	0	0,1	0,99498744	310,99425	-31,099425	309,435372	10,5528971	4,22115882	0,623498963	192,932633	160,1	1689,51882	1053,41323	95,54	6536,72594
0	10,5	0	20	0	0	1	388,5	0	388,5	10,5	4,2	0,623498963	242,229347	200	2100	1309,34782	95,54	8165,8038
1	10,5	0	20,91	0	0,1	0,99498744	406,17675	40,617675	404,140763	10,5528971	4,22115882	0,623498963	251,981347	209,1	2206,61078	1375,81953	95,54	8537,34787
2	10,5	0	13,2	0	0,2	0,9797959	256,41	51,282	251,229466	10,7165176	4,28660705	0,623498963	156,641311	132	1414,58033	881,989366	95,54	5389,43051
3	10,5	0	24,6	0	0,3	0,9539392	477,855	143,3565	455,844617	11,0069908	4,40279631	0,623498963	284,218646	246	2707,71973	1688,26045	95,54	10043,9387
4	10,5	0	24,7	0	0,4	0,91651514	479,7975	191,919	439,741672	11,4564392	4,58257569	0,623498963	274,178477	247	2829,74049	1764,34026	95,54	10084,7677
5	10,5	0	23,7	0	0,5	0,8660254	460,3725	230,18625	398,69428	12,1243557	4,84974226	0,623498963	248,58547	237	2873,47229	1791,60699	95,54	9676,4775
6	10,5	0	21,2	0	0,6	0,8	411,81	247,086	329,448	13,125	5,25	0,623498963	205,410486	212	2782,5	1734,88586	95,54	8655,75203
7	10,5	0	16,8	0	0,7	0,71414284	326,34	228,438	233,053375	14,7029409	5,88117635	0,623498963	145,308538	168	2470,09407	1540,10109	95,54	6859,27519
8	2,3	0	10,03	0	0,8	0,6	42,67765	34,14212	25,60659	3,83333333	1,53333333	0,623498963	15,9656823	100,3	384,483333	239,72496	95,54	897,03299
							3940,49075	1046,92499	3604,19754		51,15353		2247,21343		23572,2633	14697,2817		82824,387

fonctionnement normal			
Kss	<b>2,2</b>	KSS,adm	1,2 _ 1,3
Ks	<b>1,3</b>	Kas,adm	1,05 _ 1,1

### Stabilité pour le cas fonctionnement normal talus aval (R=129,7 m)

N	b	h1	h2	h3	sin a	cos a	Gn	T=Gn*sin a	N=Gn*cos a	dli	C*dli	tg phi	N*tang phi	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang phi	dn	a*dn*Gn
-2	7,2	0	8,4	0	-0,2	0,9797959	111,888	-22,3776	109,627403	7,34846923	293,938769	0,623498963	68,3525723	84	617,271415	384,868087	95,54	2351,75149
-1	13	0	11,08	0	-0,1	0,99498744	266,474	-26,6474	265,138282	13,0654916	522,619664	0,623498963	165,313444	110,8	1447,65647	902,612307	95,54	5600,96371
0	13	0	14,11	0	0	1	339,3455	0	339,3455	13	520	0,623498963	211,581567	141,1	1834,3	1143,68415	95,54	7132,6352
1	13	0	17,5	0	0,1	0,99498744	420,875	42,0875	418,765338	13,0654916	522,619664	0,623498963	261,099754	175	2286,46103	1425,60608	95,54	8846,28745
2	13	0	18,9	0	0,2	0,9797959	454,545	90,909	445,361326	13,2680694	530,722778	0,623498963	277,682325	189	2507,66512	1563,5266	95,54	9553,99045
3	13	0	20,7	0	0,3	0,9539392	497,835	149,3505	474,904322	13,6277029	545,108115	0,623498963	296,102352	207	2820,9345	1758,84973	95,54	10463,8943
4	13	0	21,5	0	0,4	0,91651514	517,075	206,83	473,907065	14,1841629	567,366515	0,623498963	295,480564	215	3049,59502	1901,41933	95,54	10868,296
5	13	0	19,8	0	0,5	0,8660254	476,19	238,095	412,392637	15,011107	600,44428	0,623498963	257,126381	198	2972,19919	1853,16311	95,54	10008,9424
6	13	0	17,2	0	0,6	0,8	413,66	248,196	330,928	16,25	650	0,623498963	206,333265	172	2795	1742,6796	95,54	8694,63681
7	2,6	0	11,8	0	0,7	0,71414284	56,758	39,7306	40,5333195	3,64072822	145,629129	0,623498963	25,2724826	118	429,60593	267,858852	95,54	1192,98505
								966,1736	3310,90319		4898,44891		2064,34471		20760,6887	12944,2678		74714,3828

<b>fonctionnement normal</b>			
Kss	<b>2,15</b>	KSS,adm	1,2 _ 1,3
Ks	<b>1,4</b>	KaS,adm	1,05 _ 1,1

### Stabilité pour le cas fonctionnement normal talus aval (R=84,38 m)

N	b	h1	h2	h3	sin a	cos a	Gn	T=Gn*sin a	N=Gn*cos a	dli	C*dli	tg phi	N*tang phi	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang phi	dn	a*dn*Gn
-4	8,4	0	6,54	0	-0,4	0,91651514	101,6316	-40,65264	93,1469	9,16515139	3,66606056	0,623498963	58,0769955	65,4	599,400901	373,72584	80,2	1793,18795
-3	8,4	0	12,62	0	-0,3	0,9539392	196,1148	-58,83444	187,081596	8,80559263	35,2223705	0,623498963	116,645181	126,2	1111,26579	692,873067	80,2	3460,24953
-2	8,4	0	18,12	0	-0,2	0,9797959	281,5848	-56,31696	275,895632	8,5732141	34,2928564	0,623498963	172,02064	181,2	1553,46639	968,584686	80,2	4968,28221
-1	8,4	0	20,02	0	-0,1	0,99498744	311,1108	-31,11108	309,551338	8,44231765	33,7692706	0,623498963	193,004938	200,2	1690,15199	1053,80801	80,2	5489,23896
0	8,4	0	21,5	0	0	1	334,11	0	334,11	8,4	33,6	0,623498963	208,317238	215	1806	1126,03913	80,2	5895,03684
1	8,4	0	22,9	0	0,1	0,99498744	355,866	35,5866	354,082199	8,44231765	33,7692706	0,623498963	220,769884	229	1933,29074	1205,40477	80,2	6278,8997
2	8,4	0	24,95	0	0,2	0,9797959	387,723	77,5446	379,889405	8,5732141	34,2928564	0,623498963	236,86065	249,5	2139,01692	1333,67483	80,2	6840,98461
3	8,4	0	26,15	0	0,3	0,9539392	406,371	121,9113	387,653227	8,80559263	35,2223705	0,623498963	241,701385	261,5	2302,66247	1435,70766	80,2	7170,00992
4	8,4	0	26,74	0	0,4	0,91651514	415,5396	166,21584	380,848334	9,16515139	36,6606056	0,623498963	237,458541	267,4	2450,76148	1528,04724	80,2	7331,7807
5	8,4	0	25,94	0	0,5	0,8660254	403,1076	201,5538	349,101422	9,69948452	38,7979381	0,623498963	217,664375	259,4	2516,04629	1568,75225	80,2	7112,43049
6	8,4	0	23,92	0	0,6	0,8	371,7168	223,03008	297,37344	10,5	42	0,623498963	185,412031	239,2	2511,6	1565,97999	80,2	6558,57122
7	8,4	0	20,4	0	0,7	0,71414284	317,016	221,9112	226,394707	11,7623527	47,0494108	0,623498963	141,156865	204	2399,51995	1496,0982	80,2	5593,4303
8	8,4	0	14,88	0	0,8	0,6	231,2352	184,98816	138,74112	14	56	0,623498963	86,5049444	148,8	2083,2	1298,87304	80,2	4079,91387
9	7,25	0	5,88	0	0,9	0,43588989	78,8655	70,97895	34,3766745	16,6326407	66,5305628	0,623498963	21,4338209	58,8	977,999273	609,781533	80,2	1391,50288
								1116,80541	3748,24599		530,873573		2337,02749		26074,3822	16257,3503		73963,5192

#### fonctionnement normal

Kss	<b>2,53</b>	KSS,adm	1,2 _ 1,3
Ks	<b>1,36</b>	Kas,adm	1,05 _ 1,1

### Stabilité pour le cas vidange rapide talus amont (R=105,54 m)

N	b	h1	h2	h3	sin a	cos a	Gn	T=Gn*sin a	N=Gn*cos a	dli	C*dli	tg phi	N*tang phi	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang phi	dn	a*dn*Gn
-3	8,2	0	8,63	0	0,3	0,9539392	130,9171	-39,27513	124,886954	8,59593566	3,43837426	0,623498963	77,8668862	86,3	741,829248	462,529766	95,54	2751,72034
-2	10,5	0	12,8	0	0,2	0,9797959	248,64	-49,728	243,616452	10,7165176	4,28660705	0,623498963	151,894605	128	1371,71426	855,262416	95,54	5226,11443
-1	10,5	0	16,01	0	0,1	0,99498744	310,99425	-31,099425	309,435372	10,5528971	4,22115882	0,623498963	192,932633	160,1	1689,51882	1053,41323	95,54	6536,72594
0	10,5	0	20	0	0	1	388,5	0	388,5	10,5	4,2	0,623498963	242,229347	200	2100	1309,34782	95,54	8165,8038
1	10,5	0	20,91	0	0,1	0,99498744	406,17675	40,617675	404,140763	10,5528971	4,22115882	0,623498963	251,981347	209,1	2206,61078	1375,81953	95,54	8537,34787
2	10,5	0	13,2	0	0,2	0,9797959	256,41	51,282	251,229466	10,7165176	4,28660705	0,623498963	156,641311	132	1414,58033	881,989366	95,54	5389,43051
3	10,5	0	24,6	0	0,3	0,9539392	477,855	143,3565	455,844617	11,0069908	4,40279631	0,623498963	284,218646	246	2707,71973	1688,26045	95,54	10043,9387
4	10,5	0	24,7	0	0,4	0,91651514	479,7975	191,919	439,741672	11,4564392	4,58257569	0,623498963	274,178477	247	2829,74049	1764,34026	95,54	10084,7677
5	10,5	0	23,7	0	0,5	0,8660254	460,3725	230,18625	398,69428	12,1243557	4,84974226	0,623498963	248,58547	237	2873,47229	1791,60699	95,54	9676,4775
6	10,5	0	21,2	0	0,6	0,8	411,81	247,086	329,448	13,125	5,25	0,623498963	205,410486	212	2782,5	1734,88586	95,54	8655,75203
7	10,5	0	16,8	0	0,7	0,71414284	326,34	228,438	233,053375	14,7029409	5,88117635	0,623498963	145,308538	168	2470,09407	1540,10109	95,54	6859,27519
8	2,3	0	10,03	0	0,8	0,6	42,67765	34,14212	25,60659	3,83333333	1,53333333	0,623498963	15,9656823	100,3	384,483333	239,72496	95,54	897,03299
							3940,49075	1046,92499	3604,19754		51,15353		2247,21343		23572,2633	14697,2817		82824,387

<b>vidange rapide</b>			
Kss	<b>2,33</b>	KSS,adm	1,2 _ 1,3
Ks	<b>1,34</b>	KaS,adm	1,05 _ 1,1

### Stabilité pour le cas vidange rapide talus amont (R=129,7 m)

N	b	h1	h2	h3	sin a	cos a	Gn	T=Gn*sin a	N=Gn*cos a	dli	C*dli	tg phi	N*tang phi	ui	Ui*dli	Ui*dli*tang phi	dn	a*dn*Gn
-2	7,2	0	8,4	0	-0,2	0,9797959	111,888	-22,3776	109,627403	7,34846923	1,61666323	0,67	73,4503602	84	617,271415	413,571848	123,45	3038,76619
-1	13	0	11,08	0	-0,1	0,99498744	266,474	-26,6474	265,138282	13,0654916	2,87440815	0,67	177,642649	110,8	1447,65647	969,929834	123,45	7237,16737
0	13	0	14,11	0	0	1	339,3455	0	339,3455	13	2,86	0,67	227,361485	141,1	1834,3	1228,981	123,45	9216,28443
1	13	0	17,5	0	0,1	0,99498744	420,875	42,0875	418,765338	13,0654916	2,87440815	0,67	280,572776	175	2286,46103	1531,92889	123,45	11430,5441
2	13	0	18,9	0	0,2	0,9797959	454,545	90,909	445,361326	13,2680694	2,91897528	0,67	298,392088	189	2507,66512	1680,13563	123,45	12344,9877
3	13	0	20,7	0	0,3	0,9539392	497,835	149,3505	474,904322	13,6277029	2,99809463	0,67	318,185896	207	2820,9345	1890,02611	123,45	13520,7008
4	13	0	21,5	0	0,4	0,91651514	517,075	206,83	473,907065	14,1841629	3,12051583	0,67	317,517734	215	3049,59502	2043,22866	123,45	14043,2399
5	13	0	19,8	0	0,5	0,8660254	476,19	238,095	412,392637	15,011107	3,30244354	0,67	276,303067	198	2972,19919	1991,37345	123,45	12932,8442
6	13	0	17,2	0	0,6	0,8	413,66	248,196	330,928	16,25	3,575	0,67	221,72176	172	2795	1872,65	123,45	11234,5919
7	2,6	0	11,8	0	0,7	0,71414284	56,758	39,7306	40,5333195	3,64072822	0,80096021	0,67	27,157324	118	429,60593	287,835973	123,45	1541,49052
								966,1736			26,941469		2218,30514					96540,6171

vidange rapide			
Kss	<b>2,32</b>	KSS,adm	1,2 _ 1,3
Ks	<b>1,36</b>	KaS,adm	1,05 _ 1,1

### Stabilité pour le cas vidange rapide talus amont (R=84,38 m)

N	b	h1	h2	h3	sin a	cos a	Gn	T=Gn*sin a	N=Gn*cos a	dli	C*dli	tg phi	N*tang phi	ui	Ui*dli	Ui*dli*tang phi	dn	a*dn*Gn
-4	8,4	0	6,54	0	-0,4	0,916515 14	101,63 16	-40,65264	93,1469	9,16515139	2,01633331	0,67	62,408423	65,4	599,400901	401,598604	80,18	1792,740 77
-3	8,4	0	12,62	0	-0,3	0,953939 2	196,11 48	-58,83444	187,081596	8,80559263	1,93723038	0,67	125,344669	126,2	1111,26579	744,548079	80,18	3459,386 63
-2	8,4	0	18,12	0	-0,2	0,979795 9	281,58 48	-56,31696	275,895632	8,5732141	1,8861071	0,67	184,850073	181,2	1553,46639	1040,82248	80,18	4967,043 24
-1	8,4	0	20,02	0	-0,1	0,994987 44	311,11 08	-31,11108	309,551338	8,44231765	1,85730988	0,67	207,399396	200,2	1690,15199	1132,40184	80,18	5487,870 07
0	8,4	0	21,5	0	0	1	334,11	0	334,11	8,4	1,848	0,67	223,8537	215	1806	1210,02	80,18	5893,566 76
1	8,4	0	22,9	0	0,1	0,994987 44	355,86 6	35,5866	354,082199	8,44231765	1,85730988	0,67	237,235074	229	1933,29074	1295,3048	80,18	6277,333 89
2	8,4	0	24,95	0	0,2	0,979795 9	387,72 3	77,5446	379,889405	8,5732141	1,8861071	0,67	254,525901	249,5	2139,01692	1433,14133	80,18	6839,278 63
3	8,4	0	26,15	0	0,3	0,953939 2	406,37 1	121,9113	387,653227	8,80559263	1,93723038	0,67	259,727662	261,5	2302,66247	1542,78386	80,18	7168,221 89
4	8,4	0	26,74	0	0,4	0,916515 14	415,53 96	166,21584	380,848334	9,16515139	2,01633331	0,67	255,168384	267,4	2450,76148	1642,01019	80,18	7329,952 33
5	8,4	0	25,94	0	0,5	0,866025 4	403,10 76	201,5538	349,101422	9,69948452	2,13388659	0,67	233,897953	259,4	2516,04629	1685,75101	80,18	7110,656 82
6	8,4	0	23,92	0	0,6	0,8	371,71 68	223,03008	297,37344	10,5	2,31	0,67	199,240205	239,2	2511,6	1682,772	80,18	6556,935 67
7	8,4	0	20,4	0	0,7	0,714142 84	317,01 6	221,9112	226,394707	11,7623527	2,5877176	0,67	151,684454	204	2399,51995	1607,67837	80,18	5592,035 43
8	8,4	0	14,88	0	0,8	0,6	231,23 52	184,98816	138,74112	14	3,08	0,67	92,9565504	148,8	2083,2	1395,744	80,18	4078,896 43
9	7,25	0	5,88	0	0,9	0,435889 89	78,865 5	70,97895	34,3766745	16,6326407	3,65918096	0,67	23,0323719	58,8	977,999273	655,259513	80,18	1391,155 87
								1116,80541			31,0127465		2511,32482					73945,07 44

vidange rapide			
Kss	<b>2,26</b>	KSS,adm	1,2 _ 1,3
Ks	<b>1,35</b>	Kas,adm	1,05 _ 1,1